The University of Osaka
Institutional Knowledge Archive

Title	連続形式合成桁の疲労に対するずれ止め配置に関する研究
Author(s)	梶川, 靖治
Citation	大阪大学, 1985, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://hdl.handle.net/11094/923
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

https://ir.library.osaka-u.ac.jp/

The University of Osaka

連続形式合成桁の疲労に対する
ずれ止め配置に関する研究

昭和59年11月

梶川靖治

目　　次

第１章　緒　　論 …… 1
　１．１　本論文の目的と意義 …… 1
　１．２　既往の研究 …… 3
　１．３　本論文の内容 …… 9
参考文献 …… 12
付録　主な術語の説明と主要記号の一覧 …… 19

第２章　全域合成桁の疲労性状 …… 23
　２．１　緒　言 …… 23
　２．２　実験の概要 …… 23
　　２．２．１　実験の目的 …… 23
　　２．２．２　試験桁 …… 23
　　２．２．３　試験方法 …… 24
　　２．２．４　スタッド溶接部の硬度測定試験 …… 26
　２．３　単純桁による試験結果と考察 …… 27
　　２．３．１　床版のひびわれ性状 …… 27
　　２．３．２　桁の応力・変形性状 …… 31
　　２．３．３　桁の疲労強度 …… 34
　２．４　連続桁による試験結果と考察 …… 38
　　２．４．１　負モーメント域における床版のひびわれ性状 …… 38
　　２．４．２　桁の応力・変形性状 …… 39
　　２．４．３　スタッドの疲労性状 …… 40
　２．５　結　言 …… 43
参考文献 …… 44

第３章　スタッド付き鋼板の疲労強度 …… 45
　３．１　緒　言 …… 45
　３．２　実験の概要 …… 46
　　３．２．１　試験片 …… 46
　　３．２．２　試験方法 …… 47

３．３　試験結果と考察 …… 50
３．３．１　静的試験 …… 50
３．３．２　疲労試験 …… 51
３．４　結　言 …… 56
参考文献 …… 57

第４章　スタッドによる応力集中とせん断力の伝達機構 …… 59
４．１　緒　言 …… 59
４．２　３次元有限要素法の概要 …… 60
４．３　スタッド付き鋼板の応力測定試験 …… 64
４．３．１　実験の概要 …… 64
４．３．２　試験結果と考察 …… 66
４．４　スタッド根元部の応力状態 …… 69
４．４．１　鋼板の引張り …… 69
４．４．２　スタッドのせん断 …… 76
４．４．３　引張りとせん断の組み合わせ …… 86
４．５　緒　言 …… 90
参考文献 …… 92

第５章　スタッド溶接フランジの引張疲労強度の評価 …… 93
５．１　緒　言 …… 93
５．２　評価応力 …… 93
５．３　鋼板試験結果 …… 97
５．４　桁試験結果 …… 97
５．５　結　言 …… 100
参考文献 …… 102

第６章　連続形式合成桁の力学的特性 …… 103
６．１　緒　言 …… 103
６．２　解析方法 …… 105
６．２．１　概　要 …… 105
６．２．２　線形基礎方程式の誘導 …… 107
６．２．３　ずれ止めおよび材料の非線形性に対する修正方法 …… 109
６．２．４　数値計算手法と計算例 …… 113

６．３　全域合成桁 …… 117
６．３．１　概　要 …… 117
６．３．２　数値計算例 …… 117
６．３．３　計算結果と考察 …… 119
６．４　断続合成桁 …… 123
６．４．１　概　要 …… 123
６．４．２　数値計算例 …… 124
６．４．３　計算結果と考察 …… 124
６．５　結　言 …… 127
参考文献 …… 128

第７章　断続合成桁の曲げ挙動 …… 131
７．１　緒　言 …… 131
７．２　実験の概要 …… 131
７．２．１　実験の目的 …… 131
７．２．２　試験桁 …… 132
７．２．３　試験方法 …… 133
７．２．４　スタッドの押し抜きせん断試験 …… 134
７．３　実験結果と考察 …… 136
７．３．１　床版のひびわれ性状 …… 136
７．３．２　桁の応力・変形性状 …… 137
７．３．３　桁の終局曲げ耐荷力 …… 142
７．４　結　言 …… 143
参考文献 …… 144

第８章　結　論 …… 145
参考文献 …… 152

謝　辞 …… 153
付録　発表論文 …… 154

第１章　緒　　論

１．１　本論文の目的と意義

１９５０年代前半において、我国で初めて鉄筋コンクリート床版と鋼桁とをずれ止めにより結合した単純支持形式の合成桁道路橋が試験的に架設されて以来、合成桁に関する研究が大いに進み、設計示方書類［１，２，３，４］が逐次整備され、今や単純合成桁形式は小支間（３０ｍ前後）鋼橋の中で最も普遍的な橋梁形式となっている。この合成桁に関する諸規定の変遷の中で最も大きな改正点は、道路橋設計示方書の昭和４８年版［３］にいわゆるプレストレスしない連続合成桁が採用されたことであろう。これはそれまでのプレストレスを導入する連続合成桁における設計・施工上の欠点を大幅に改良する形式として提案されたものであり、その設計に対する基本的な考え方は、一つの着目断面において正の曲げモーメントに対しては床版のコンクリートを有効とするいわゆる合成断面で、負の曲げモーメントに対しては鋼桁と床版内の軸方向鉄筋のみを有効とするいわゆる鋼断面でそれぞれ抵抗するものとしており、このためにずれ止めを桁の全長にわたって配置することを前提としている。従って、引張応力を受ける床版ではひびわれが発生することを容認している。この形式の開発に当たっては予め設計上の諸問題、例えば、コンクリート床版の鉄筋量とひびわれ性状との関係、床版内軸方向鉄筋の鋼桁への協力度、ひびわれた床版の正モーメントに対する合成作用、耐荷力、また繰り返し荷重を受けた時のこれら諸性状の変化あるいは主桁全長にわたるずれ止め配置とその設計法などについて、筆者の研究を含めて多数の研究が実施された［５～１４］。一部残された問題点もあったが、一応これらの研究結果を裏付け資料として設計要綱［１５］がまとめられ、試験的に数橋実際に架設された実績［１６，１７］をふまえて、昭和４８年版の示方書に正式採用された。

ところで、道路橋示方書［３，４］中に示される合成作用に対する版のコンクリートの取り扱い、引張りを受ける版の鉄筋量と配筋あるいは有効幅、中間支点付近のずれ止めの設計法などに関する諸規定についてはほぼ実験結果を反映しており特に問題はないが、未解決の重要な問題としてスタッド溶接フランジの疲労があり、またずれ止め配置についても床版のひびわれとの関連から十分論議し尽くされたとは言い難く改善の余地を残しているようである。なお、現在、道路橋におけるずれ止めとしてはアークスタッド溶接による

スタッドジベル（頭付きスタッドまたはスタッドシアコネクタ。以下、スタッドと言う）が主流を占めており本研究でもこれを使用した合成桁を扱うものとする。

まず、ずれ止めとしてスタッドが溶接された鋼桁フランジの疲労については、筆者が担当した実験的研究［７，９，１０］の中で、スタッド根元部の引張りフランジに疲労亀裂が生じ、繰り返し数とともにフランジを横断しウェブ内に進展する破壊現象が見られ、フランジ鋼板は極めて低い疲労強度（応力範囲で２００万回強度約８００ kg/cm^2 ）となること、およびそれにはスタッドに作用するせん断力が大きな影響をもっていることなどを指摘したが、定量的に十分把握するまでには至らなかった。とりあえず示方書中では暗黙的に中間支点直上など特に高応力となる部分にはスタッドを配置しないものとした。プレストレスしない連続合成桁のように桁全長にわたりずれ止めを配置する構造形式では、当然中間支点上付近がフランジ引張りとスタッドせん断との共存する最も危険な個所となり、桁の全体的な破壊につながるため、この現象をぜひ解明しておかねばならない。現在プレストレスしない連続合成桁道路橋はすでに３０以上の実施例があり、これらの安全性を確認することは極めて重要である。従来のようにスタッド付き鋼板の単なる引張疲労試験だけでなく、Ｈ形鋼にスタッドを溶接した桁曲げ疲労試験［１８，１９］も二、三行われているが、いまだスタッドせん断力の影響を考慮した疲労強度の評価はなされていない。そこで、本論文ではこの問題について、新たにスタッド付き鋼板試験片を用いた疲労試験を実施し、まず鋼板の疲労強度に及ぼすスタッドせん断力の影響を実験的に明らかにした上で、３次元有限要素解析によりスタッド根元部における応力状態を把握し、鋼板の引張りとスタッドのせん断とが同時に作用する場合の疲労現象を解明するとともに、その評価方法についての提案を行う。

次に、ずれ止め配置については、示方書中では主として抵抗断面の考え方から桁全長にわたってずれ止めを取り付けるのを原則としているが、上述のようにフランジの疲労強度の点からあるいは床版のひびわれ性状の面からも再考の余地があるものと思われる。すなわち、ある程度の床版のひびわれを容認するとしても、鉄筋の腐食の危険性あるいは最近の合成桁床版の破損状況などから考えると、やはりひびわれの発生はできるだけその数を少なくし、かつ、その幅も小さく抑えることが望ましく、このためには負モーメント域の床版内鉄筋に作用する軸方向引張力をできるだけ小さくするような構造形式とするのが良いと考えられる。過去、弾性合成桁あるいは断続合成桁などの形式について、理論的あるいは実験的に種々検討［２０～２３］がなされたが、中でも橋らの断続合成桁に関する実

験的研究［２１］では「床版構造は連続させておいて、設計計算上ある所で合成と非合成の境界を設けるという設計が妥当なように思う」と示唆するに留っており、その後これらの形式に関する検討はなされていないようである。また、プレストレスしない連続合成桁を対象とした研究も数多く［２４～３３］見られるが、負モーメント域の床版のひびわれ性状改善の観点からスタッドの配置方法について検討を加えた研究はほとんど見当たらない。そこで、本論文ではこの目的のために床版の軸方向力の低減に関し、設計・施工の容易さ、経済性などを保持しつつ、現行示方書からあまり大きく逸脱することなく有効かつ容易に実現可能な連続形式合成桁として、次の２種類を検討の対象とすることにした。
すなわち、一つは負モーメント域のずれ止めの量を剛合成に必要とされるよりも少なくして、いわゆる「不完全合成」とする形式であり、もう一つは負モーメント域にずれ止めを配置せず非合成とするいわゆる「断続合成」形式である。以下、本論文では剛合成の場合をも含めて前者を「全域合成桁」、後者を「断続合成桁」と呼ぶことにする（本章の付録（１）を参照）。いずれの形式にしても、剛合成に比べ、軸方向鉄筋の有効度の低下、変形量の増大、耐荷力の低下、疲労性状の悪化、ずれ止め配置の変化点における水平せん断力の集中現象など多くの問題点が予想されることから、疲労実験および静的実験あるいは数値解析を通してこれらを十分に解明し、床版ひびわれ性状の改善にとって、力学的に最も合理的なずれ止め配置方法を見い出すことにした。

以上のように、プレストレスしない連続合成桁は示方書制定以来１０年を経過した現在でも、未だ重要な問題点あるいは改良点を残している。また、これらは異種材料を結合一体化させるための、いわゆる結合材の本質に関わるものであるがゆえに、単にプレストレスしない連続合成桁だけに限定されるものではなく、最近のように［３４］合成桁以外の鋼・コンクリート合成構造、例えば合成床版あるいは各種ＳＲＣ構造物、さらには将来の発展が期待される各種混合構造物などにおいても生起する問題と考えられ、その研究は広範な応用面をもっており有意義であると言える。

１．２　既往の研究

まず初めに、本論文の主要テーマであるプレストレスしない連続合成桁について、その歴史的動向と既往の研究を概観してみる。

鉄筋コンクリート床版と鋼桁とをずれ止めで結合した合成桁は、１９４０年代前半から

まず西ドイツで、また同年代後半になるとアメリカ合衆国においてもそれぞれ実用化のための研究が進み、我国においては１９５０年代に入って単純支持形式の道路橋が試験的にいくつか架設された。それ以来、各国で合成桁に関する研究が大いに進み、現在では世界的にみても小支間鋼橋で最も普遍的な形式であると考えられるまでに発展してきた。

ところで、単純支持合成桁橋の経済支間長はおよそ４０ｍとされているが、さらに経済性、走行性、耐震性あるいは耐荷力などの理由から連続形式の合成桁が研究されるようになった。１９４９年西ドイツで世界初の２径間連続合成桁橋が架設されて以来、１９５０年代後半から１９６０年代前半にかけて西ドイツおよび我国で多数の連続形式の合成桁橋の架設が行われた。これらの連続形式においては、中間支点近傍の負モーメントによる床版のひびわれを防止するために、支点の上昇・下降工法、床版にＰＣ鋼材を使用する工法あるいは予荷重を与える工法などにより床版コンクリートにプレストレスを導入し、連続合成桁を全長にわたり完全合成桁として作用させる形式であった。しかし、この形式には鋼重節約に比べて設計・施工の繁雑さや工期が長くなる、プレストレスによる応力変化が大きい、維持・補修が困難であるなどの欠点があり、特に長スパンの橋梁以外は有利でないことなどから、我国では１９６５年頃より橋ら［５，２０～２３］によって、部分合成桁、弾性合成桁、断続合成桁などプレストレスを導入しない諸形式についての比較・検討が始められた。

当時、アメリカでは断続合成桁が主なようであったが、Daniels らの研究［３８］と時をほぼ同じくして、大阪市立大学と大阪大学とが共同で、床版におけるひびわれ発生の容認を前提とした全域合成桁に注目し、その実用設計資料を得るために一連の載荷実験を計画した。単純支持および２径間連続支持の模型桁により、主として負モーメント域の静的荷重のもとにおける力学的特性あるいは繰り返し荷重のもとでの疲労性状などを総合的に把握しようとするものであり、前者を大阪市立大学が担当し、後者を大阪大学が担当して実験を実施した。静的実験結果［６，８］のうち主な事項を列挙すれば、（１）負モーメントによる最大ひびわれ幅は鉄筋量、鉄筋直径および周長率の影響を受ける。すなわち、鉄筋量の多いほど、周長率の大きいほど最大ひびわれ幅は小さくなる。軸方向鉄筋としてＤ１６またはＤ１３を鉄筋比約１．５％をもって配置すれば、鉄筋応力２０００ kg/cm^{2}のとき最大ひびわれ幅は０．２㎜程度に収めることができる　（２）断面の平面保持に十分なずれ止めが存在すれば、軸方向鉄筋は鋼桁に十分協力するので、負モーメント域の床版中の鉄筋は鋼桁断面に算入して差しつかえない　（３）ずれ止め間隔は合成桁設計指針

［２］にもとずいて設計してもよい。その際、水平せん断力は鋼断面として算出するのが妥当である　（４）負モーメント域の軸方向鉄筋を鋼桁断面に算入しても十分耐荷力が得られる　などである。また、大阪大学の担当分は本論文の第２章がこれに当たり、両者の研究成果をもとに設計施工要綱［１５］が作成され、昭和４８年の道路橋示方書の改訂時に新しくプレストレスしない連続合成桁が規定されたことは前述の通りである。

その後プレストレスしない形式の連続合成桁橋に関する研究は、温度差あるいは乾燥収縮による応力の計算式の提案など［２４，２５］が行われ、また浜田・Longworth ［２７］は２径間連続全域合成模型桁についての静的載荷試験を行い、単純塑性理論により終局荷重を精度よく算定できること、負モーメント域のずれ止めの量は軸方向鉄筋による水平せん断力に見合うものでなければならないことなどを示した。さらに、浜田・有住［２８，２９］は有限要素法により不完全断続合成桁の弾性解析を行い、著者らの解析結果［２６］と一致することを示し、断続点にずれ止め補強の必要なことを確認している。

一方、アメリカ合衆国ではプレストレスする形式は当初からほとんど問題とされず、主としてプレストレスしない形式の連続合成桁の研究が進められ、１９５６年のＡＡＳＨＯ道路橋示方書改訂時［３５］に初めて、負モーメント域にずれ止めを配置しない断続合成形式に重点を置いた負モーメント断面に対する考え方が示されて以来、現在まで一貫してこの形式が採用されてきた。その後も数多くの研究［３６，３７］が行われてきたが、中でも特筆すべきは１９６６年の Lehigh 大学における Daniels・Fisherの連続合成桁の疲労実験［３８］であり、彼らはそれまでの主として静的耐荷力に基づいたずれ止めの規定に対し、疲労の面からの検討が必要であること、また断続合成よりも全域合成として負モーメント域の軸方向鉄筋を有効に利用することなどを提案した。このため、さらに同大学では１９６８年から１９７２年にかけて連続合成桁の設計基準を確立するためのプロジェクトが組まれて各種の実験あるいは解析［３９～４５］が大がかりに行われ、これらの成果はほぼそのまま１９７５年にＡＡＳＨＴＯの第１１版道路橋示方書［４６］に対する暫定基準［４７］として示された。その主な内容は、（１）断続合成の場合、変曲点付近には軸方向鉄筋を定着するために追加スタッドが必要である　（２）全域合成あるいは断続合成にかかわらず、負モーメント域の軸方向鉄筋量は鉄筋比で１％以上とし、できるだけ床版上層部に配置すること　（３）断続合成の場合、負モーメント域の軸方向鉄筋は少なくとも鉄筋径の４０倍以上定着スタッドを超えて正モーメント域まで延ばさねばならない　（４）スタッドの最大強度Ｓu の算定式を　$Su = 930 d^2 \sqrt{fc'}$　から

$Su = 0.4d^2 (fc' \cdot Ec)^{1/2}$　（ここに、d：軸径，　fc'：コンクリート強度，Ec：コンクリートのヤング率）に変更する　などである。

また、第１１版の道路橋示方書から許容応力度設計法と荷重係数設計法とが併記されるようになったが、負モーメント域に対する特別な規定としては、第１２版示方書［４８］において、軸方向鉄筋が支点上で連続している場合には全域合成あるいは断続合成にかかわらず終局耐荷力の計算にこれを算入しても良いように変更された。　Heins・Kurzweil［３０］が連続形式橋梁の終局荷重の算定に降伏線理論を適用しパラメーター解析により設計式の提案を行って以来、連続合成桁に関する目新しい成果は無いようである。

他方、イギリスにおける過去の連続合成桁に対する取り扱いはあまり明らかでないが、Johnson らの終局耐荷力に関する実験［４９，５０］あるいは１９６７年のＢＳの道路橋実施規準［５１］などから判断すると、やはりプレストレスしない形式で、ずれ止めは桁全長にわたって配置するものの負モーメントに対しては鋼桁のみで抵抗すると考えたようである。１９６７年以来、限界状態設計法による統一橋梁規準作成のために、合成桁に関する数多くの理論的および実験的研究が実施されているが、連続合成桁に関するものには Yam・Chapman らの数値解析［５２］、Johnson らの実験［５３～５６］、Mallick らの実験［５７］などがあり、これらはいずれも連続桁の設計に単純塑性理論を適用するための研究であった。１９７６年に統一橋梁規準ＢＳ５４００の合成橋梁編の案［５８］が発表され、Johnson らの著書［５９］はその解説となっており、各規準の根拠・背景などが詳しく解説されている。１９７９年に正式に発行［６０］された後も、Johnson ら［３２，６１，６２］は特に負モーメント域における床版のひびわれに着目した実験的研究から、引張りを受けるコンクリート床版の剛性評価、あるいはＢＳ５４００の Part 5に示されたひびわれ幅の算定式を修正する提案を行っている。

なお、西ドイツでは冬期融雪用に散布する塩化カルシウム剤のために今もってプレストレスした連続合成桁橋を使用しており、プレストレスしない形式にはほとんど関心をもっていないようである。

次に、ずれ止めについては現在アークスタッド溶接によるいわゆるスタッドジベルあるいは頭付きスタッドと呼ばれるものがほとんどであり、その静的強度あるいは疲労強度については、これまで内外で枚挙にいとまのないほど数多くの研究がなされてきている。本論文では主として疲労強度に着目するため、以下これに関する代表的な研究について、簡

単に触れておくことにする。

アメリカの Slutter・Fisher［６３］は 3/4” および 7/8” のスタッドについて、合計４４体の片側ブロック供試体による押し抜きせん断試験の実施および結果の分析に、最大応力と最小応力あるいは応力範囲と最小応力についての２元配置要因実験法（２　by　２ Factorial Experiments ）を適用して応力範囲が疲労に対する支配的要因となること、疲労強度と繰り返し数との関係が片対数Ｓ－Ｎ曲線で表わせること、疲労強度に対するコンクリート強度の影響は大きくないことなどの結果を得た。さらに、他の実験者による結果をも含めて検討を加え、合成桁の静的および疲労に対するずれ止めの設計指針を提案した。この結果は１９６９年版のＡＡＳＨＯ道路橋示方書に採用されて以降、現在まで［４８］基本的に変わっていない。

イギリスの Mainstone［６４］は、3/4”のスタッドについて押し抜きせん断試験および桁試験を行ったが、特に押し抜き試験では最小荷重と最大荷重の比を－１から０．７５まで変化させ、せん断疲労強度に及ぼす応力比の影響を明らかにし、上述の Slutterら［６３］のデータをも合わせて検討を加え、１９６７年のＣＰ１１７ Part ２［５１］において初めて示されたずれ止めの疲労設計に対する根拠を解説している。

赤尾・三宮［６５］は材質の異なるφ１９㎜のスタッドについて押し抜きせん断片振り疲労試験を行い、材質により疲労強度に差の生じることを示した。沢野・浜田・若林・成岡［６６］は、Slutter ら［６３］の実験を範にとり、φ１９㎜のスタッドについて軽量コンクリートを用いた場合の押し抜きせん断疲労強度を求め、コンクリート強度に関係しないと報告している。阿部・竹名［６７］はずれ止め用スタッドの疲労強度について、上記の［６３］～［６６］を含めて過去の数多くの研究をまとめデータのばらつき原因を考察し、せん断強度とコンクリート強度あるいは押し抜き試験と桁試験との相関性などについて検討を加え、鉄道橋用のスタッドせん断疲労許容応力度を提案した。前田・松井・平城［６８］は、スタッドが各種合成構造における結合材として使用されることを想定し、コンクリートの打ち込み方向によるスタッドの静的あるいは疲労強度に及ぼす影響を調べるため、打ち込み方向を変えた押し抜きせん断供試体について静的試験および疲労試験を実施している。その結果、打ち込み方向によってはブリージングの影響によりかなり疲労強度の低下する場合もあること、２００万回疲労強度はスタッドの長さに関係しないが、コンクリート強度とは正の相関が見られることなどがわかり、打ち込み方向に応じた静的強度あるいは疲労強度の算定式を提案している。

最後に、本論文でもう一つの大きな研究テーマとして取り上げるスタッドの溶接された鋼板の疲労問題について既往の研究を展望してみる。

この問題についての最初の研究はアメリカの Selby・Stallmeyer・Munse によるもの［６９］であると思われ、以下にその内容を概説する。連続構造物や高張力鋼の使用が増加してきたため、スタッドの取り付られた引張フランジの疲労について、スタッド溶接による母材の疲労強度への影響、あるいは母材の材質による相違等を調べる必要が生じ、彼らは鋼板試験片および梁試験体を用いた疲労実験を実施した。鋼板試験に重点を置き、ＡＳＴＭ　Ａ７とＡ４４１の２種の鋼板について、その幅や3/4”の頭付きスタッドの溶接本数あるいは間隔を種々変えて疲労試験を行った。また、スタッドの溶接された３種類９体のＨ形鋼梁について曲げ試験を行い、応力勾配の影響やスタッドせん断力による引張フランジの疲労強度への影響を調べた。鋼板試験から（１）母材の違いあるいはスタッドの溶接法による影響はほとんど無い　（２）疲労強度は溶接されたスタッドを取り除き表面を仕上げたものが一番高く、余盛の部分を仕上げたものは溶接したままのものよりも少し強い　（３）板幅、スタッド本数による違いはごくわずかである　などの結果を得た。また、幅の狭い鉄筋コンクリートフランジ付きの梁試験からは、せん断スパン内の荷重点に最も近いスタッドの根元に疲労亀裂が生じたが、それはせん断力によってスタッド根元に発生する Secondary tensile stress のためであると説明するに留まり、フランジの疲労強度は鋼板試験よりも多少低くなるがその差はわずかであり、梁とした場合にも鋼板試験結果を十分適用できるとしている。

次いで、ドイツの Roshardt ［７０］がＤＩＮ　Ｓｔ３７，５２，６０，７０の４種の鋼材について、それぞれ母材、φ１９㎜の頭付きスタッド溶接鋼板、φ２０㎜のドリル孔付き鋼板の３種類の試験片を用いて疲労試験を行い、スタッド付き鋼板の疲労強度は鋼種にかかわらずほぼ同じ程度であること、スタッド付きのものはドリル孔付きの約２分の１の強度となることなどの結果を得て、応力比の影響を考慮して連続桁道路橋に対し疲労の検討を行っている。また、疲労強度の低下原因の一つとして溶接部付近の硬度上昇に注目し硬さ測定を行った。

我国では、若林・沢野・成岡［７１］が上記［６９，７０］を追試する形で、ＳＳ４１，ＳＭ５０，ＨＴ６０の３種類の鋼板にφ１９㎜のスタッドを溶接した試験片について疲労試験を行い、鋼種による疲労強度の差は無い、高張力鋼の疲労強度の低下原因はスタッド

溶接時の熱影響によるものであるなどの結果を得た。これに続き、川崎製鉄［７２］，尾形［７３］および筆者ら［７４］が同じくスタッド付き鋼板試験片による疲労試験を実施してきた。また、尾形［７３］、国広・井上・古庄［１８，７５］、Welz･Dennin ［１９］らは、Ｈ形鋼フランジにスタッドを溶接しただけの梁試験体について曲げ疲労試験を行い、ほぼ１０～１１ kg/mm^2 の２００万回疲労強度となる結果を得ている。

さらに、筆者が実際の模型合成桁試験体の疲労試験においてスタッド溶接フランジに疲労亀裂の生じる現象を報告［７］して以来、大島・佐々木［７６］、藤田・松井・横道［７７］、国広・井上・古庄［１８］らもコンクリート床版付きの試験桁について疲労試験を行いスタッドせん断力の疲労強度への影響を指摘しているものの、いずれも定量的に評価するまでには至っていない。特に、国広らは圧延Ｈ形鋼のように大きな引張残留応力が存在する圧縮フランジにスタッドが溶接された場合には、その止端部に疲労亀裂の生じることを指摘している。

阿部・竹名［７８］は、それまでのスタッド付き鋼板の疲労強度に関するデータをまとめ、鉄道橋用の疲労許容応力度に対する検討を行い、ガセットプレートを隅肉溶接で取り付けた場合の母材の疲労強度に相当するという結果を得ている。

１．３　本論文の内容

本論文では、まず現行道路橋示方書に規定されたプレストレスしない連続合成桁における未解決の問題、すなわち負モーメント域のスタッド溶接フランジの疲労強度に関する研究を取り扱い、次いで主として負モーメント域の床版のひびわれ性状改善の観点からみたスタッドの配置方法に関する研究を行い、最後に両者を総括して今後の連続形式合成桁橋の負モーメント域におけるずれ止めの合理的設計法に対する一つの指針を与えようとした。

以下、本論文の内容を各章ごとに簡単に述べる。

第１章では、本論文の目的と意義について述べ、かつ各研究テーマに関する国の内外の既往の主な研究について概観する。

第２章では、主として全域合成桁の負モーメント域に着目し単純桁および２径間連続桁の模型試験体による疲労試験を行い、床版の鉄筋量またはずれ止め間隔による桁の曲げ挙動あるいは破壊性状の相違とともに繰り返し数に対する変化などを実験的に明らかにする。また、桁の疲労破壊がスタッド溶接部に生じることおよびフランジの疲労強度低下の主原

因がスタッドせん断力であることを指摘する。

第３章では、３種の鋼材を用いたスタッド付き鋼板試験片の引張り疲労試験によって、母材、スタッド溶接除去鋼板およびスタッド溶接鋼板に対する基本的なＳ－Ｎ曲線を求めるとともに、新たな疲労試験装置を考案・製作して鋼板の引張りとスタッドのせん断との組み合わせ応力下における疲労強度を求め、スタッドに作用するせん断力の大きさに応じて鋼板の疲労強度が低下することを実験的に明らかにする。

第４章では、スタッド根元部の応力状態あるいはコンクリート内におけるスタッドの応力・変形性状を把握し、スタッド付き鋼板の引張りまたはスタッドの押し抜きせん断に対する疲労破壊現象を説明するために、有限要素法による３次元弾性応力解析を行う。すなわち、まず３次元有限要素法の数値計算用プログラムを開発し、スタッド付き鋼板の応力測定試験結果との比較などによりその妥当性を検証する。次いで、スタッド付き鋼板について、鋼板の引張りのみ、スタッドのせん断のみまたは両者の組み合わせの各荷重状態の解析を行い、スタッドによる３次元的な応力集中あるいはせん断力の伝達機構を明らかにし、疲労破壊現象に対して考察を加える。

第５章では、桁試験および鋼板試験の２つの異なる試験方法によるスタッド付き鋼板の疲労現象に対し統一的な解釈を与えるために、組み合わせ応力下における疲労強度の評価方法について論じる。まず第４章の解析結果をもとに、スタッドせん断力の影響を定量的に把握するための評価応力とその算定式を見い出し、鋼板試験結果に適用してその妥当性を確認する。次に、桁試験結果について不完全合成理論による作用応力度をもとにＳ－Ｎ関係を再評価し、鋼板試験結果との相関関係について考察を加える。

第６章では、理論的な面から連続形式合成桁の弾塑性にわたる曲げ挙動などを明らかにし、力学的に合理的な負モーメント域のずれ止め配置方法について検討を加える。このため、まず従来の合成桁に関する解析法の中から計算効率の点で優れた差分法に着目し、床版と鋼桁間の相対ずれを考慮に入れた基礎方程式を誘導して数値計算プログラムを開発する。次いで、不完全合成全域合成桁では負モーメント域のずれ止め密度を、また断続合成桁では非合成区間長およびせん断補強方法をそれぞれ変化させた場合について解析を行い、中間支点上の軸力の低減にとって効果的なずれ止め配置を見い出す。

第７章では、第６章で述べた数値解析法の妥当性を検証するとともに、断続合成桁の基本的な構造特性、弾塑性曲げ性状、耐荷力などを把握するために、２径間連続合成桁について静的載荷試験を行い、合成・非合成境界部におけるせん断補強あるいは軸方向鉄筋量

による諸性状の変化について実験的に明らかにする。

第８章では、第２章から第７章までの主要な結果を要約し、かつ、これらを総括して連続形式合成桁におけるずれ止め配置に対し、より合理的な設計法について一つの試案を提示する。

参 考 文 献

1）日本道路協会：鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針，丸善，昭和３４年８月．

2）　〃　：鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針，丸善，昭和４０年６月．

3）　〃　：道路橋示方書・同解説　Ｉ共通編，II鋼橋編，　丸善，昭和４８年１２月．

4）日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ｉ共通編，II鋼橋編，　丸善，昭和５５年２月．

5）橘　善雄：連続合成桁橋について，関西道路橋研究会／道路橋調査研究委員会／連続合成桁小委員会資料，昭和４２年６月．

6）橘　善雄、向山寿孝、湊　勝比古：プレストレスしない連続合成げたの静的実験，土木学会誌，５３－１０，pp. ５５～６１，１９６８．

7）前田幸雄、波田凱夫、梶川靖治、佐伯章美、松川昭夫：部分合成桁の疲労強度に関する実験的研究，土木学会昭和４３年度関西支部年次学術講演会講演概要，Ｉ－３４，１９６８－６．

8）橘　善雄、近藤和夫、佐伯章美、日種俊哉：プレストレスしない連続合成ゲタの設計法および道路橋への適用性，橋梁と基礎，Vol.３，No.１，pp. １９～２３，１９６９．

9）前田幸雄、梶川靖治：負モーメントをうける合成桁の疲労破壊に関する研究，第１６回橋梁・構造工学研究発表会，pp. ７１～８０，１９６９－１２．

10）前田幸雄、梶川靖治、高橋文雄、田村　哲、桜井　怜：負モーメントを受ける合成桁の疲労に関する実験的研究（第４報），土木学会昭和４５年度関西支部年次学術講演会講演概要，Ｉ－２４，１９７０－５．

11）中井　博、事口寿男、井上洋里、日種俊哉：プレストレスしない連続合成桁の静的実験（第２報），土木学会第２５回年次学術講演会講演集，Ｉ－８，　pp. ２１～２２，１９７０－１１．

12）小野精一：単純および連続合成ゲタの応力計算法に関する２、３の考察，橋梁と基礎，Vol.５，No.６，pp. ７～１１，１９７１．

１３）前田幸雄、佐伯章美、日種俊哉、梶川靖治：鋼道路橋の合成桁の設計 ── 合成作用の取扱いについて ──，道路，pp. ６４～７５，１９７２－７.

１４）橋梁委員会示方書改訂分科会合成桁班：道路橋示方書における有効幅の改訂，道路，pp. ６９～７６，１９７２－１１.

１５）関西道路研究会／道路橋調査研究委員会：鋼道路橋のプレストレスしない連続合成ゲタ設計施工要綱（案），１９６８－６.

１６）宮北孝男、井上洋里、日種俊哉、伊藤忠政：神洲橋の設計施工 ──新示方書によるプレストレスしない連続合成ゲタ ──，橋梁と基礎，Vol.７， No.１，pp. ３１～３６，１９７３－１.

１７）西村　昭、西田幹夫、中嶋　弘、大谷孝彦：鴨北橋の載荷実験 ──プレストレスしない連続合成ゲタ橋 ──，橋梁と基礎， Vol.７， No.１， pp. ３７～４３，１９７３－１.

１８）国広哲男、井上啓一、古庄通隆：スタッド付きの圧延Ｈ形鋼および溶接Ｈげたの曲げ疲労試験，土木技術資料，Vol.１５， No.１２，pp. ２７～３４，１９７３.

１９）Welz, W. & G. Dennin： Dauerfestigkeit von Konstruktionen mit aufgeshweissten Bolzen, Schweissen und Schneiden, 33, Heft 2, s.63-66, 1981.

２０）橘　善雄、足立義雄：不完全合成桁について，土木学会論文集， 第１１２号，pp. １１～１９，１９６４－１２.

２１）橘　善雄、田井戸米好、岩永安正、久保田隆三郎：部分合成ゲタの実験，土木技術，２０巻１１号，pp. ３９～４５，１９６５－１１.

２２）橘　善雄、増田吉弘、植田幸男、吉川　紀：合成ゲタの一実験について，土木技術，２１巻５号，pp. ３５～４１，１９６６－５.

２３）市場　悟：部分合成桁の静力学的特性について， 第９回日本道路会議論文集，第４部会　４７０，pp. ４０３～４０４，１９６９.

２４）関西道路研究会／道路橋調査研究委員会／合成構造小委員会：プレストレスしない連続合成ゲタの温度差および乾燥収縮による応力計算式， 橋梁と基礎，Vol.９，No.６，pp. ８～１１，１９７５.

２５）渡辺　昇、宮本　裕、小嶋初徳：剛性マトリックスによる連続合成桁の乾燥収縮および温度差応力解析，橋梁と基礎，Vol.１２， No.６，pp. １３～１７，１９７８.

２６）前田幸雄、梶川靖治、中谷行博：連続合成げた中間支点上の床版引張応力の低減について，土木学会第３０回年次学術講演会講演概要集、Ｉ－１０９，pp. ２２２～２２３，１９７５－１０．

２７）浜田純夫、J. Longworth：連続合成げたの変形に関する研究，琉球大学理工学部紀要（工学篇），第１１号，pp. ５９～７８，１９７６．

２８）浜田純夫、有住康則：不完全連続合成桁の有限要素解析，土木学会論文報告集，第２６５号，pp. １～９，１９７７－９．

２９）有住康則、筑瀬明弘、梶田健夫：有限要素法による不完全合成桁の弾塑性解析，日本鋼構造協会第１３回大会研究集会マトリックス解析法研究発表論文集，pp. ２４３～２４８，１９７９－６．

３０）Heins, C.P. & A.D. Kurzweil : Load Factor Design of Continuous-span Bridges, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.102, No.ST6, pp.1213 ～1228, June, 1976.

３１）Hallam, M.W. : An Analysis of the Behaviour of Continuous Composite Beams under Repeated Loading, Research Report No.R323, Civil Engineering Laboratories, The University of Sydney, June, 1978.

３２）Johnson, R.P. & R.W. Allison : Shrinkage and Tension Stiffening in Negative Moment Regions of Composite Beams, The Structural Engineer, Vol.59B, No.1, pp.10～16, March, 1981.

３３）Ansourian, P. : Experiments on Continuous Composite Beams, Proc. Instn Civ. Engrs, Part 2, Vol.71, pp.25-51, Dec., 1981.

３４）前田幸雄：複合構造に関する研究の発展の歴史と動向，土木学会論文集，第３４４号／Ｉ－１，pp. １３～２５，１９８４－４．

３５）American Association of State Highway Officials : Tentative Revisions for 1953 Edition, AASHO Bridge Specifications, Dec., 1956.

３６）Siess, C.P. & I.M. Viest : Studies of Slab and Beam Highway Bridges : Part V, Tests of Continuous Right I-Beam Bridges, University of Illinois Engineering Experiment Station, Bulletin No.416, Oct., 1953.

37) Viest, I.M., R.S. Fountain & C.P. Siess : Development of the New AASHO Specifications for Composite Steel and Concrete Bridges, Highway Research Board, Bulletin No.174, 1958.

38) Daniels, J.H. & J.W. Fisher : Fatigue Behavior of Continuous Composite Beams, Fritz Engineering Laboratory Report No.324.1, Lehigh University, Dec., 1966. (以下、F.E.L. Rept, Lehigh Univ. と略す。)

39) Garcia, I. & J.H. Daniels : Tests of Composite Beams under Negative Moment, F.E.L. Rept No.359.1, Lehigh Univ., Feb., 1971.

40) Wu, Y.C. & R.G. Slutter : Continuous Composite Beams under Fatigue Loading, F.E.L. Rept No.359.2, Lehigh Univ., Sept., 1970.

41) Garcia, I. & J.H. Daniels : Variables Affecting the Negative Moment Behavior of Composite Beams, F.E.L. Rept No.359.3, Lehigh Univ., June, 1971.

42) Daniels, J.H. & I. Garcia : Negative Moment Behavior of Composite Beams, F.E.L. Rept No.359.4, Lehigh Univ., April, 1972.

43) Wu, Y.C., R.G. Slutter & J.W. Fisher : Analysis of Continuous Composite Beams, F.E.L. Rept No.359.5, Lehigh Univ., Dec., 1971.

44) Fisher, J.W., J.H. Daniels & R.G. Slutter : Development of Design Criteria for Continuous Composite Steel-Concrete Bridges —— Final Report, F.E.L. Rept No.359.6, Lehigh Univ., April, 1972.

45) Sarnes, F.W. & J.H. Daniels : Prestressing the Negative Moment Region of Composite Beams, F.E.L. Rept No.359.7, Lehigh Univ., Aug., 1971.

46) American Association of State Highway Officials : Standard Specifications for Highway Bridges, 11th Edition, 1973.

47) American Association of State Highway and Transportation Officials : Interim Specification, 1975.

48) American Association of State Highway and Transportation Officials : Standard Specifications for Highway Bridges, 12th Edition, 1977.

49) Barnard, P.R. & R.P. Johnson : Plastic Behaviour of Continuous Composite Beams, Proc. Instn Civ. Engrs, Vol.32, pp.180-197, Oct., 1965.

５０）Johnson, R.P., K.V. Dalen & A.R. Kemp : Ultimate Strength of Continuous Composite Beams, Progress Report, British Constructional Steelwork Association, Conference 1966.

５１）British Standard Institution : British Standard Code of Practice, CP117 Composite Construction in Structural Steel and Concrete, Part 2. Beams for Bridges, 1967.

５２）Yam, L.C. & J.C. Chapman : The Inelastic Behaviour of Continuous Composite Beams of Steel and Concrete, Proc. Instn Civ. Engrs, Vol.53, pp.487～501, Dec., 1972.

５３）Climenhaga, J.J. & R.P. Johnson : Local Buckling in Continuous Composite Beams, The Structural Engineer, Vol.50, No.9, pp.367～374, Sept., 1972.

５４）Johnson, R.P. & R.T. Willmington : Vertical Shear in Continuous Composite Beams, Proc. Instn Civ. Engrs, Part 2, Vol.53, pp.189～205, Sept., 1972.

５５）Johnson, R.P. & M.C. Hope-Gill : Applicability of Simple Plastic Theory to Continuous Composite Beams, Proc. Instn Civ. Engrs, Part 2, Vol.61, pp.127～143, March, 1976.

５６）Hope-Gill, M.C. & R.P. Johnson : Tests on Three Three-Span Continuous Composite Beams, Proc. Instn Civ. Engrs, Part 2, Vol.61, pp.367～381, June, 1976.

５７）Mallick, S.K. & S.K. Chattopadhyay : Ultimate Strength of Continuous Composite Beams, Building Science, Vol.10, pp.189～198, Pergamon Press, 1975.

５８）前田幸雄（関西道路橋調査研究委員会／合成構造小委員会）： 英国におけるＢＳ５４００合成橋梁の新しい設計規準（案）について（上）、（下），橋梁と基礎，Vol.１２，No.１１，pp. １～７，No.１２，pp. ３３～３７，１９７８．

５９）Johnson, R.P. & R.J. Buckby : Composite Structures of Steel and Concrete, Volume 2. Bridges with a Commentary on BS5400 Part 5, Crosby Lockwood,1979

６０）British Standards Institution : BS5400 Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 5. Code of Practice for Design of Composite Bridges, 1979.

６１）Randl, E. & R.P. Johnson ：Widths of Initial Cracks in Concrete Tension Flanges of Composite Beams, IABSE Proceedings P-54/82, IABSE Periodica, pp. 69～80, April, 1982.

６２）Allison, R.W., R.P. Johnson & I.M. May :Tension-Field Action in Composite Plate Girders, Proc. Instn Civ. Engrs, Part 2, Vol.73, pp.255～276, June, 1982.

６３）Slutter, R.G. & J.W. Fisher ：Fatigue Strength of Shear Connectors, Highway Research Record No.147, Highway Research Board, pp.65～88, 1966.

６４）Mainstone, R.J. ：Shear Connectors in Steel-Concrete Composite Beams for Bridges and the New C.P.117 Part 2, Proc. Instn Civ. Engrs, Vol.38, pp. 83～106, Sept., 1967.

６５）赤尾親助、三宮和彦：スタッド合成桁の疲労試験について，土木学会第２０回年次学術講演会講演概要集，Ｉ－７８，１９６５．

６６）沢野邦彦、浜田純夫、若林武忠、成岡昌夫：直径１９mmスタッドジベルの押し抜き疲労強度に関する研究，土木学会論文報告集，第１７４号，pp. １～９，１９７０－２．

６７）阿部英彦、竹名興英：合成桁のずれ止め用スタッドの疲労強度（１），国鉄構造物設計資料，Ｎｏ．３１，pp. ４～８，１９７２－９．

６８）前田幸雄、松井繁之、平城弘一 ： Effects of Concrete-Placing Direction on Static and Fatigue Strengths of Stud Shear Connectors ，大阪大学工学報告，Vol.３３， No.１７３３，pp. ３９７～４０６，１９８３－１０．

６９）Selby, K.A., J.E. Stallmeyer & W.H. Munse ：Fatigue Tests of Plates and Beams with Stud Shear Connectors, Civil Engineering Studies, Structural Research Series No.270, University of Illinois, July, 1963.

７０）Roshardt, W. ： Einfluss des Aufshweissens von Bolzen auf das Grundmaterial, Schweiz. Bauzeitung, 84. Jahrgang Heft 51, s.906～908, Dezember, 1966.

７１）若林武忠、沢野邦彦、成岡昌夫：スタッドジベルが溶植された鋼板の引張疲労試験，橋梁と基礎，Vol.５， No.４，pp. ２７～２９，１９７１－４．

７２）川崎製鉄（株）：スタッドジベル溶接の品質に関する研究，昭和４４年度建設技術研究補助金による研究報告，１９７０－４．

７３）尾形素臣：スタッド溶接の疲労 —— スタッドを打った鋼材の疲労について，岡部（株）技術資料　No.1，１９７０－９．

７４）前田幸雄、梶川靖治：　A Study on the Fatigue Strength of Steel Plates with a Stud Shear Connector，　大阪大学工学報告，　Vol.２１，　No.１０２２，pp. ６９１～７０３，１９７１－１０

７５）国広哲男、井上啓一、古庄通隆：圧延Ｈ形鋼および溶接Ｈげたの曲げ疲労試験，土木技術資料，Vol.１４，　No.１２，pp. ２３～２８，１９７２．

７６）大島　久、佐々木秀男：スタッドジベルを溶植したＳＭＡ５８鋼板の曲げ引張り疲労強度について，土木学会第２７回年次学術講演会講演概要集，　Ｉ－１１０，pp. ３０３～３０６，１９７２－１０．

７７）藤田嘉夫、松井　司、横道英雄：鋼板コンクリート合成桁の静的および疲労性状，土木学会第２８回年次学術講演会講演概要集，Ｖ－１８，　pp. ３８～３９，１９７３－１０．

７８）阿部英彦、竹名興英：合成桁のずれ止め用スタッドの疲労強度（２），国鉄構造物設計資料，Ｎｏ．３２，pp. ９～１２，１９７２－１２．

７９）安宅　勝：合成桁，オーム社，昭和３６年６月．

８０）橘　善雄、小松定夫共訳：Ａ．ハウラネック，Ｏ．シュタインハルト　鋼橋の理論と計算，山海堂，pp. ４４３～４８０，１９６５－１．

８１）橘　善雄：連続合成桁橋，理工図書，pp. １～４，１９６６－１．

８２）日本道路協会：鋼道路橋設計便覧，丸善，pp. １９０～２０７，１９７９－５．

【付録】　主な術語の説明と主要記号の一覧

（1）　主な術語の説明

本論文中で用いる主な術語について、その定義または説明を行う［２，４，５，７９，８０，８１，８２］。以下、「床版」とは鉄筋コンクリート床版を、「鋼桁」とは鋼プレートガーダーを、「軸方向鉄筋」とは床版内に配置された橋軸方向の鉄筋を意味する。

合成　：　床版と鋼桁とが結合材（ずれ止め）によって結合された状態。

非合成　：　〃　とが結合されない状態。

合成断面　：　床版断面と鋼桁断面とが完全合成され、両者が一体となって曲げモーメントに抵抗する断面

鋼断面　：　コンクリートを無視し、軸方向鉄筋断面と鋼桁断面とが完全合成され、両者が一体となって曲げモーメントに抵抗する断面。

完全合成桁　：　単純桁あるいは連続桁において全長にわたり床版と鋼桁とが完全合成されている桁。なお、完全合成とは床版と鋼桁間の接触面に生じる相対変位（ずれ）が極めて微小で無視できる程度の結合状態を言う。ずれのほとんど生じない状態を特に「剛合成」と呼ぶ場合もある。

不完全合成桁　：　主として連続桁において中間支点付近の一部を不完全合成、弾性合成あるいは非合成とする桁の総称。不完全合成とは床版と鋼桁間の接触面に生じる相対変位（ずれ）が無視できない程度の結合状態をいう。剛合成に対し「柔合成」と呼ぶ場合もある。また、弾性合成とは作用せん断力に対しずれが純弾性的に増減する結合状態を言う。

弾性合成桁　：　連続桁の正モーメント域は完全合成とし、負モーメント域のみを柔なずれ止めで結合し、不完全合成とする桁。

部分合成桁　：　不完全合成桁と混同して呼ばれることが多いが、厳密には連続桁において死荷重モーメントの正の領域を合成区間、負の領域を非合成区間に分け、その境界点の床版には目地を設けて構造的に不連続とする形式を指す。

連続形式合成桁：　床版および鋼桁が２径間以上にわたり連続している連続合成桁の総称で、中間支点付近の床版プレストレスの有無によりいわゆる「プレストレスする連続合成桁」と「プレストレスしない連続合成桁」に分かれる。さらに、後者は中間支点付近の合成状態に応じて「全域合成桁」と「断続合成桁」に分類できる。

全域合成桁　：　全長にわたって完全合成を仮定できるもの（完全合成形式）、すなわち、桁全長にわたりずれ止めが配置され、正モーメントに対しては合成断面、負モーメントに対しては鋼断面で抵抗する形式を指し、道路橋示方書に規定されるプレストレスしない連続合成桁がこれに当たる。また、負モーメント域の全区間または一部区間の合成程度をゆるめて不完全合成とした形式（不完全合成形式）もやはり全域合成桁と呼び、前者と特に区別する必要があるときには「不完全合成全域合成桁」と呼ぶことにする。

なお、全域合成桁とは筆者が独自につけた呼び名であり、一般的にはこのような名称は無い。

断続合成桁　：　負モーメント域の全区間または一部区間を非合成とするもの（断続合成形式）を断続合成桁と呼び、正モーメントには合成断面で負モーメントには主として鋼桁断面のみで抵抗する桁形式を言う。

スタッド溶接フランジ　：　ずれ止めとしてスタッドが溶接された鋼梁（プレートガーダーまたはH形鋼）の上フランジ。

スタッド付き鋼板　：　鋼板中央部にスタッドが溶接された試験片。

（２）　主要記号の一覧

本論文中で用いる主な記号を以下に列挙する。

Ａｃ，　Ａｓ	：	それぞれ床版断面積および鋼桁断面積
ａ	：	床版断面と鋼桁断面との重心間距離
ｂ	：	板幅
ｄ	：	スタッド軸径
Ｅｃ，　Ｅｓ	：	それぞれ床版および鋼桁のヤング係数
Ｈ	：	スタッドの長さ
Ｈ	：	水平せん断力
ｉ　（添字）	：	第ｉ分割区間の中央または第ｉ節点における値
Ｉｃ，　Ｉｓ	：	それぞれ床版および鋼桁の断面２次モーメント
Ｋｊ	：	ずれ止めのずれ定数　（ｊ＝1,2,3,4 ）
ｋｘ，ｋｙ，ｋｚ	：	それぞれリンク要素のバネ定数
Ｍ	：	外力モーメント
Ｍｃ，　Ｍｓ	：	それぞれ床版および鋼桁の分担モーメント
Ｎ	：	繰り返し数
Ｎ	：	軸力
Ｎｆ	：	破断までの繰り返し数
ｎ	：	ヤング係数比
ｎD,i	：	第ｉ節点におけるずれ止めの本数
Ｐ	：	荷重　（１点当たり）
Ｐdy	：	桁試験における動的繰り返し荷重
Ｐst	：	〃　　静的荷重
ｐ	：	スタッド間隔
Ｑ，　Ｑｒ	：	それぞれせん断力およびせん断力範囲

s	:	ずれ止め位置におけるずれ量
T	:	鋼板引張力
t	:	板厚
u，v，w	:	それぞれx，y，z方向の変位成分
ycl	:	床版・鋼桁接触面から床版断面の重心までの距離
ysu	:	〃　鋼桁断面　〃
α	:	引張りにおける応力集中率
β	:	せん断　〃
δ	:	たわみ
εcl，εsu	:	それぞれ床版下縁ひずみおよび鋼桁上縁ひずみ
νc，νs	:	それぞれコンクリートおよび鋼のポアソン比
σo	:	公称平均引張応力度
σcl，σsu	:	それぞれ床版下縁および鋼桁上縁の応力度
σe，σer	:	それぞれ相当応力度および相当応力範囲
σp	:	主応力度
σr	:	引張応力範囲
σtf，σtr	:	それぞれ引張フランジ応力度および引張フランジ応力範囲
τo	:	公称平均せん断応力度
τr	:	せん断応力範囲
ϕ	:	曲率

第２章　全域合成桁の疲労性状

２．１　緒　言

全域合成桁の静的荷重のもとにおける力学的特性は、これまで種々の実験的研究［１，２，３］によってほぼ明らかにされているが、繰り返し疲労荷重のもとにおける疲労性状や破壊強度については研究［４］が少なく、特に負モーメント域に重点をおいた研究はほとんど無い。

そこで、床版のひびわれ、桁の応力・変形性状あるいは桁の疲労強度などを実験的に調べるため疲労試験を実施することにした。連続合成桁の「負モーメントに対する挙動」を調べるには２径間以上の連続合成桁そのものについて載荷試験を行う方法と、連続桁の負モーメント域を負の曲げを受ける単純桁にモデル化して試験を行う方法の２種類が考えられる。載荷装置および試験体の製作費などの点から後者の方が有利であるため、ここでは主として単純桁を用いることにし（１３体）、連続桁については４体に留めることにした。

２．２　実験の概要

２．２．１　実験の目的

単純桁を用いた実験の目的は、負の曲げモーメントを与える繰り返し荷重に対する合成桁の挙動、例えば床版のひびわれの発生およびその幅の変化、桁の応力・変形の変化および桁の疲労破壊などの諸性状について、鉄筋量あるいはスタッド間隔による相違を明らかにすることである。

連続桁を用いた実験の目的は単純桁に対すると同様、負モーメント域の床版のひびわれ性状あるいは桁の応力・変形性状の変化を調べることに加えて、負モーメント域のずれ止めの有無による疲労性状の違いを把握し、さらに合成・非合成境界付近のずれ止めの疲労破壊状況を観察することなどである。

２．２．２　試験桁

試験桁は、支持状態、軸方向鉄筋量、ずれ止めの間隔および載荷位置などの違いにより

表－２．１のように分類でき、それぞれ同一の断面形状・寸法の桁を合計１７体製作した。試験桁の断面形状・寸法およびずれ止め（頭付きスタッド）の詳細などを図－２．１に示す。鋼桁はすべてＳＳ４１、鉄筋はＳＤ３０であり、これらの引張試験結果を表－２．２に示す。スタッドはＳＳ４１相当材であり鋼桁への溶接はサイクアーク方式によった。床版コンクリートは普通ポルトランドセメントおよび普通骨材を用い、標準円柱供試体による平均圧縮強度は３００ kg/cm^2 、平均割裂引張強度は２７ kg/cm^2 、平均割線弾性係数は２．６７×１０^5 kg/cm^2 であった。

２．２．３　試験方法

各試験桁の載荷位置および測定位置などは、図－２．２に示すとおりであり、いずれもローゼンハウゼン型構造物疲労試験機の油圧ジャッキにより繰り返し荷重を与えた。単純

表－２．１　試験桁の概要

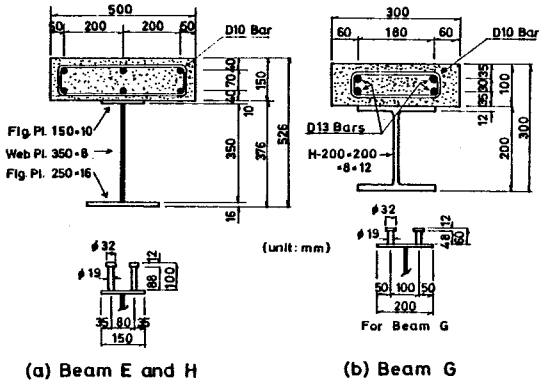
試験桁	軸方向鉄筋		スタッド間隔(cm)	支持形式	荷重状態
	直径(mm)	本数			
E1	D13	6	40	単純桁	2点集中荷重
E2－1	D16		30		
E2－2			60		
E2－3			10		
E3	D19		20		
H1	D16		30		1点集中荷重
G1	D13	4	20＊	2径間連続桁	2点集中荷重
G2			20＊＊		

＊　負モーメント域のスタッド間隔は３２cm
＊＊　負モーメント域にはスタッドを配置せず

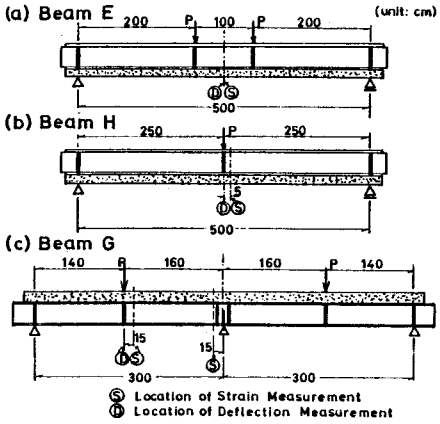
表－２．２　鋼材の機械的性質

部材	試験桁	降伏点 (kg/cm^2)	引張強さ (kg/cm^2)	伸び (%)	材質
鋼桁	E，H	2850	4530	30	SS41
	G	2650	4350	32	
鉄筋	E，H	3690	5290	30	SD30
スタッド	G	3180	4510	33	SS41

桁の場合にはコンクリート床版を下側にして両端を支持し、鋼桁上部から載荷して負の曲げモーメントを与えるようにした。



図－２．１　試験桁の断面形状・寸法



図－２．２　載荷位置と測定位置

表－２．３　試験荷重

試験桁	静的測定荷重 Pst (t/jack)		動的繰り返し荷重 Pdy (t/jack)	
	上限	下限	上限	下限
E1－1	4.80	2.00	6.77	0.41
E1－2	4.80	2.00	6.77	0.41
E2－1－1	7.48	2.52	11.07	1.00
E2－1－2	6.54	2.52	9.61	1.05
E2－2－1	6.54	2.52	9.55	1.23
E2－2－2	5.60	2.34	8.12	1.08
E2－3－1	5.60	2.34	8.34	1.20
E2－3－2	9.35	4.67	13.09	3.07
E3－1	7.80	2.80	11.47	1.12
E3－2	6.70	2.80	9.72	1.72
H1－1	9.07	2.00	11.70	0.67
H1－2	13.00	3.00	17.03	2.23
H1－3	15.00	3.00	20.25	1.41
G1－1	10.71	4.46	——	——
G1－2	15.00	6.00	——	——
G2－1	15.00	6.00	——	——
G2－2	10.71	4.46	——	——

（G桁についてはPdyを較正できず）

載荷順序はいずれの試験体についても、最初に表－２．３に示す静的測定荷重Ｐstの上限値まで静的に載荷し測定を行ったのち繰り返し載荷試験に移り、途中適宜静的に測定を行いながら原則として２００万回以上載荷することとした。繰り返し載荷速度は約３００ｃｐｍとした。なお、繰り返し載荷試験における荷重Ｐdyは試験体の慣性力による動的効果(Dynamic Effect)のため静的測定荷重Ｐstとは一致せず、表－２．３に示すようであった。実際の載荷状況を写真－２．１に示す。

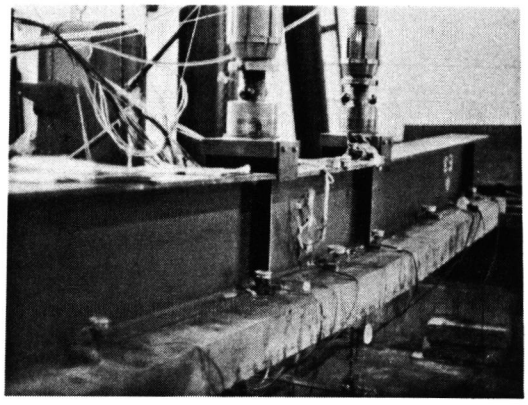
測定は床版、軸方向鉄筋および鋼桁の各ひずみ、荷重点のたわみ、床版と鋼桁間の相対ずれ、床版のひびわれ、中間支点反力などについて、それぞれひずみゲージ、ダイヤルゲージ（精度 1/100mm）、コンタクトゲージ（精度1/1000mm）およびロードセルなどを用いて行った。

２．２．４　スタッド溶接部の硬度測定試験

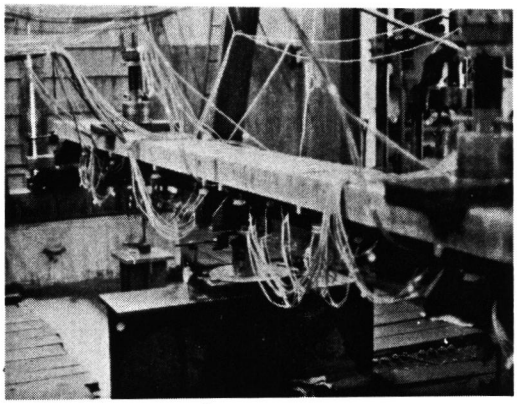
２．３．４に述べるように桁の疲労試験の結果スタッド溶接部のフランジに疲労亀裂を生じ、その原因の一つとしてスタッド溶接熱による材料の硬化を考えたので、溶接部の硬さを測定してみた。

厚さ１０mm、２０cm角のＳＳ４１鋼板の中央にφ１９×１００mmの頭付きスタッドを溶接し（溶接条件１５００Ａ、４０ｃ／ｓ）、ビッカース硬度試験機（荷重１０kg）を用いて母材および溶接熱影響部（ＨＡＺ）の硬度を測定した。試験片は計４枚とし、このうち２枚についてはスタッド溶接後約５００℃の後熱処理を行った。

試験片のスタッド中央切断面のマクロ写真を写真－２．２に、硬度測定結果の一例を



（ａ）　単純桁（Ｅ３－２）



（ｂ）　連続桁（Ｇ１－１）

写真－２．１　載荷状況

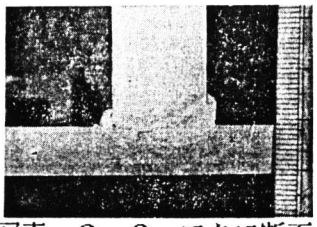
図－２．３に、また各試験片における最高硬さを表－２．４にそれぞれ示す。なお、これらの考察については２．３．３において述べる。

２．３　単純桁による試験結果と考察

２．３．１　床版のひびわれ性状

疲労試験終了時における各桁のひびわれ分布状況の例を図－２．４に示す。図中、ひびわれの横の文字”ｓ”は最初の静的載荷により生じたものを表わす。

床版のひびわれは図－２．４のごとく、その大部分が最初の静的載荷とそれに引き続いて行った数千回の繰り返し載荷により生じた。最初の静的載荷により生じたものは支間中央部および荷重点付近に多く分布している。これらの多くは１本の線となって床版表面を全幅にわたり、桁方向にほぼ直角に横断しており、その深さは側面のひびわれの様子から考えて床版全厚にわたっているとみなせるものが多く見受けられた。繰り返し載荷の初期においてさらにひびわれの数は増すが、その増加の割合は荷重点間よりもせん断スパン内の方が大きい。また、５～１０万回位までは新しいひびわれの発生もかなり見られたが、床版全幅にわたるものは数少なく、床版の表面または側面の一部分にヘアクラック状に生じるものが多かった。これ以降の繰り返し数に対してはひびわれの発生頻度はひじょうに小さくなる。



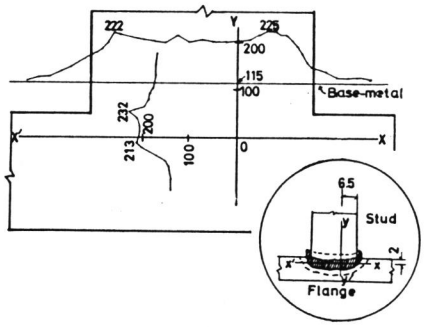
写真－２．２　マクロ断面

表－２．４　最高硬さ

(in Vickers hardness number)

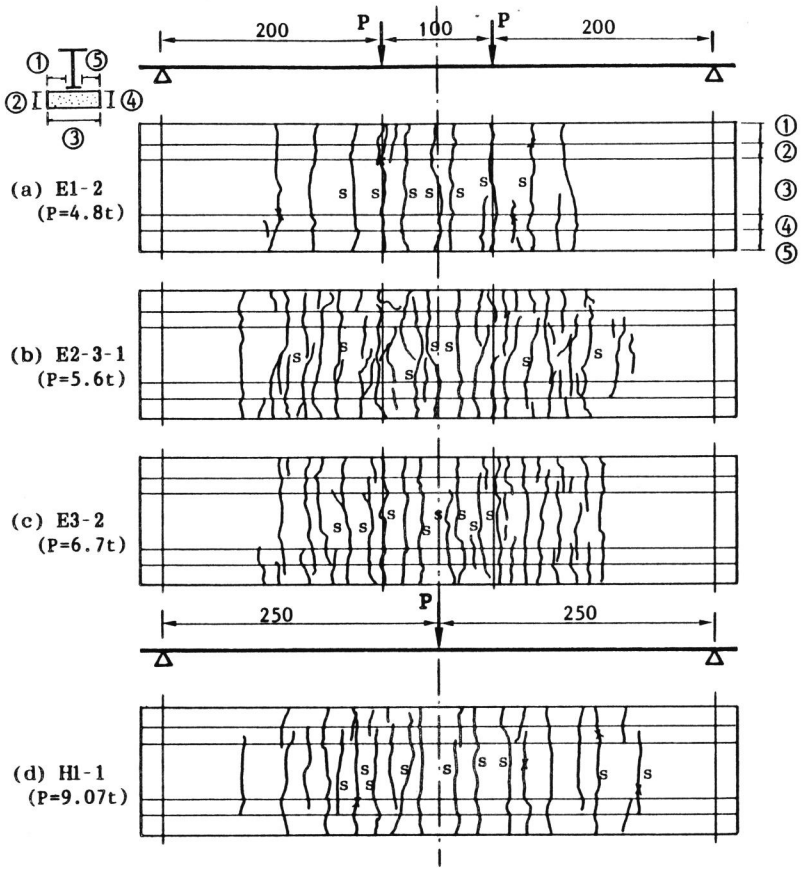
No.	Direction	
	x-x	y-y
1	225	232
2	236	230
3*	215	213
4*	224	210

* Post-heated specimen.

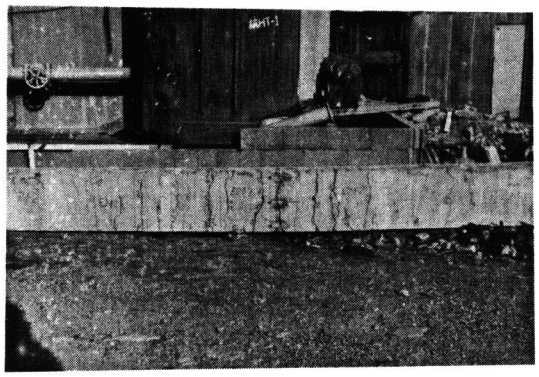


図－２．３　硬さ分布　（No．１）

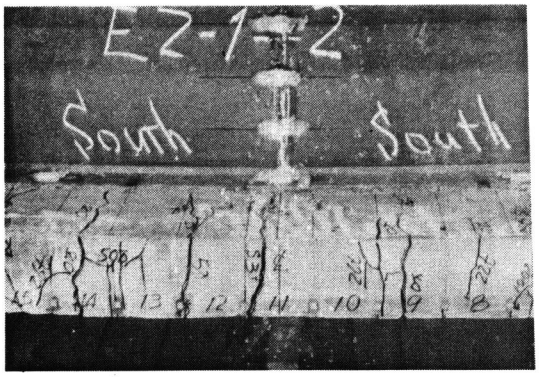
最初の静的載荷時のひびわれ間隔は各桁によりまちまちであるが、最終的にはどの桁もほぼ１０～２０cm間隔で、桁の両端から約１ｍ位内側の範囲内に多く分布した。桁毎の最終的な分布性状を比較してみると、鉄筋量が少ない場合（Ｅ１－１およびＥ１－２）には



図－２．４　単純桁の床版ひびわれ分布



（ａ）　床版上面



（ｂ）　床版側面

写真－２．３　単純桁の床版ひびわれ状況（Ｅ２－１－２）

比較的ひびわれ幅の大きいひびわれが数少なく生じるのが目立つ程度で、繰り返し荷重の大きさ、スタッド間隔、載荷状態（ＥとＨ１）などによる相違は明らかでない。また、ひびわれ発生位置とスタッド位置との合致率は全桁について平均すれば７０％前後であり、かなり高い相関性が見られた。これにはスタッドがコンクリート内で一種の切欠き効果をもつことと、せん断力がスタッドにより集中荷重的に伝達されることが主原因になっていると考えられる。実際のひびわれ状況を写真－２．３に示す。

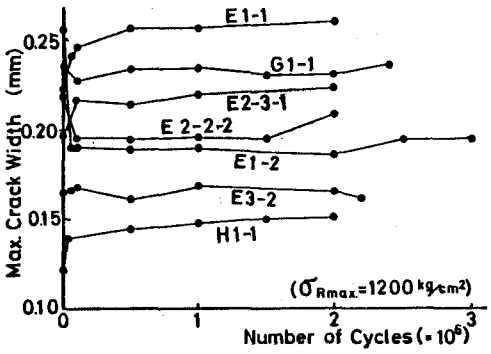
次に、表－２．５に床版両側面（床版表面より２cmの位置）でコンタクトゲージにより測定した最大ひびわれ幅の値を示す。ここで、最大ひびわれ幅とは床版全幅にわたって生じた１本のひびわれの両側面における測定値を平均した値、すなわち平均ひびわれ幅の中で最大のものである。これはほとんどの場合荷重点間に生じたひびわれから得られ、最初の静的載荷において最大のものは疲労試験においても最大であるものが多かった。表中の値は最初の静的載荷時と疲労試験途中において測定した値の中で最も大きなものである。ところで、各試験体により鉄筋応力度が異なり表－２．５のままでは直接比較できないの

表－２．５　最大ひびわれ幅

試験桁	軸方向鉄筋の応力度（kg/cm²）	最大ひびわれ幅（mm）		鉄筋量（本×径）
		初期載荷時	疲労試験中	
E1－1	1200	0.223	0.261	6－D13
E1－2	1200	0.255	0.197	
E2－1－1	1600	0.202	0.188	6－D16
E2－1－2	1400	0.284	0.237	
E2－2－1	1400	0.205	0.187	
E2－2－2	1200	0.221	0.196	
E2－3－1	1200	0.192	0.219	
E2－3－2	2000	0.318	0.336	
E3－1	1400	0.187	0.214	6－D19
E3－2	1200	0.164	0.168	
H1－1	1100	0.122	0.152	6－D16
H1－2	1580	0.186	0.233	
H1－3	1820	0.199	0.255	
G1－1	1200	0.236	0.236	4－D16
G1－2	1700	0.161	0.137	
G2－1	1400	0.355	0.352	
G2－2	1050	0.242	0.208	

で、最大ひびわれ幅の値を鉄筋応力度で除した単位応力度当りのひびわれ幅に注目することにし、各２体ずつ（Ｈ１では３体）の平均値を算出したものが表－２．６である。Ｅ桁シリーズについて最初の静的載荷時においては鉄筋比の増加に従ってひびわれ幅が減少する傾向が明瞭であるが、疲労試験に移れば減少するものもありまた増加するものもあってこの傾向が薄れるようである。支間中央１点集中荷重のＨ１は初期載荷時には最も小さい値を示すが、疲労試験に移ればＥ２、Ｅ３などとほぼ同程度のひびわれ幅となった。また、最大ひびわれ幅はスタッド間隔にはほとんど左右されないようである。

図－２．５は疲労試験中における最大ひびわれ幅の変化を示したものである。各桁の最大ひびわれ幅は疲労試験の初期に大きな変動があるが、１０万回以後はほぼ一定の値をとり繰り返し数の増加とともにひびわれ幅が著しく増大していくことはない。この初期における変動は、繰り返し荷重を与えることによって最初の静的載荷において生じたひびわれ間に新しいひびわれが発生したり、鋼桁と床版との付着力が消失することによりひびわれ



図－２．５　最大ひびわれ幅の変化

表－２．６　単位応力度当りの最大ひびわれ幅

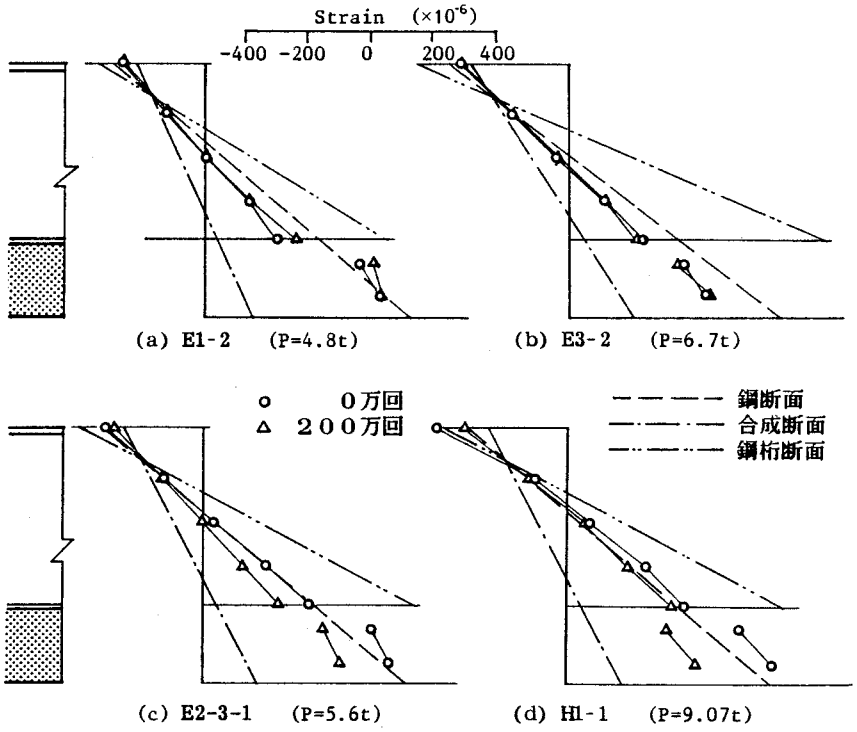
試験桁	鉄筋の単位応力度当りの最大ひびわれ幅（×１０$^{-4}$㎜／(kg/㎠)）		鉄筋比（%）	スタッド間隔（㎝）	荷重状態
	初期載荷時	疲労試験中			
Ｅ１	２．００	１．９１	１．０２	４０	２点集中
Ｅ２－１	１．６５	１．４４	１．５８	３０	
Ｅ２－２	１．６５	１．４９		６０	
Ｅ２－３	１．６０	１．７６		１０	
Ｅ３	１．３６	１．４７	２．２８	２０	
Ｈ１	１．１３	１．４２	１．５８	３０	１点集中

たブロックの移動が比較的自由になるために起きるものと考えられる。増加するかあるいは減少するかは鋼桁と床版との接触面における付着力やひびわれとスタッドとの相対位置などにより左右されるようである。また、最大ひびわれ幅が繰り返し数とともに増加しないのは、いずれの桁においても１０万回程度経過するとひびわれの分布がほぼ一定となって落着き、桁が疲労破壊するまでほとんど変化しないためである。

２．３．２　桁の応力・変形性状

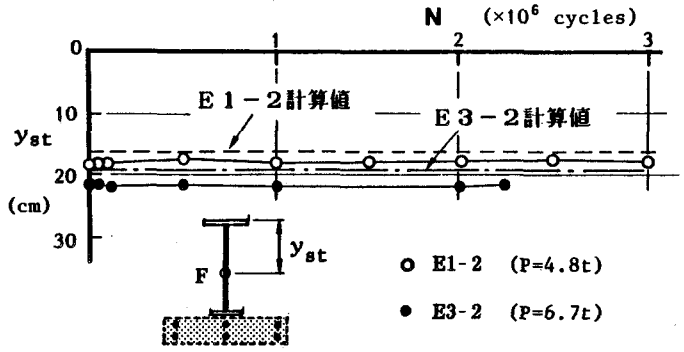
Ｐstの上限値を静的に載荷したときの桁の支間中央における曲げひずみ分布の例を図－２．６に示す。図中、破線は鋼断面、１点鎖線は合成断面（ｎ＝７）、２点鎖線は鋼桁断面のみについてのそれぞれ計算値である。また、鋼桁の測定ひずみ分布から求めた中立軸の位置と繰り返し数との関係の例を図－２．７に示す。

図－２．６において、最初の静的載荷時の鉄筋のひずみは鋼桁のひずみ分布の延長線上よりも大きくでているものもあるが、これらはコンクリートのひびわれの影響を受けているものと思われ、繰り返し載荷を行うとほとんどの場合ほぼ延長線上あるいはそれよりも幾分小さくなる傾向がみられた。鋼桁および鉄筋のひずみはいずれも鋼断面としての計算

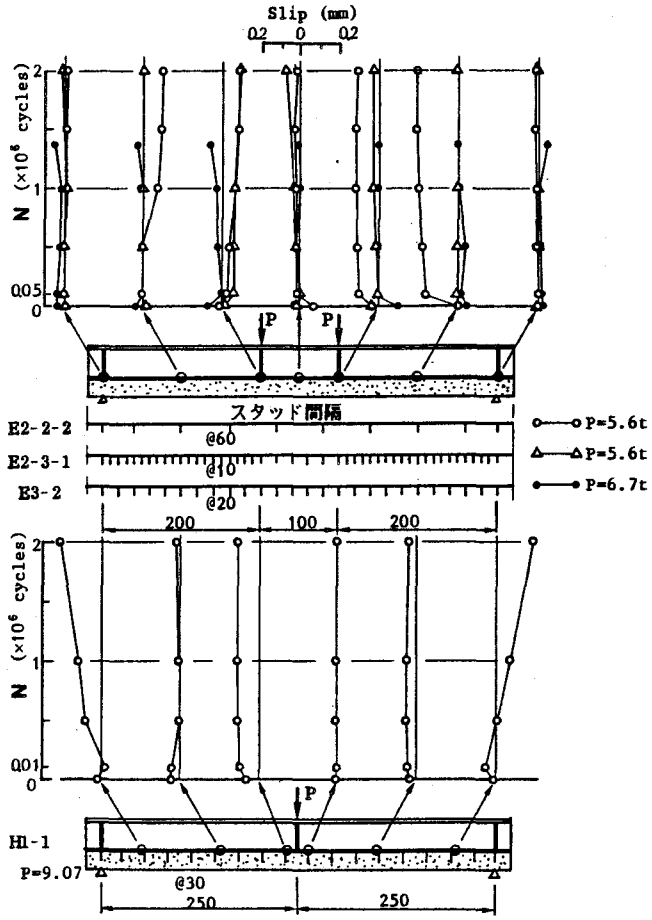


図－２．６　単純桁の断面のひずみ分布

値に最も近く、桁によっては合成断面との中間的なひずみ分布を示すものもあり、ひびわれた床版は完全に鉄筋断面のみになるのではなく若干コンクリートの影響が残るようである。これは図－２．７の中立軸位置の繰り返し数に対する変化にもみられる。すなわち、



図－２．７　中立軸位置の変化状況

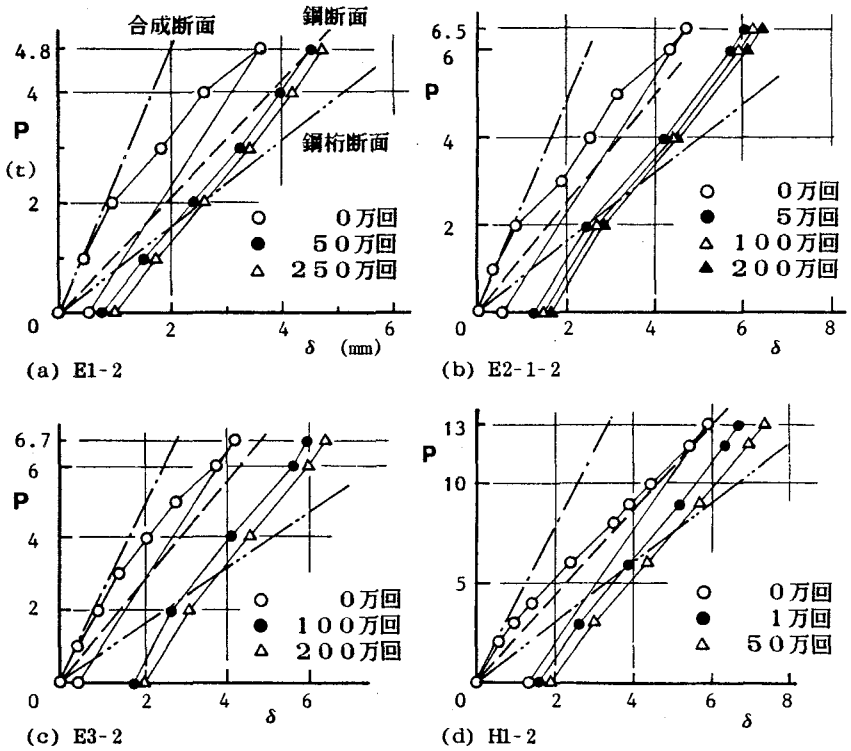


図－２．８　ずれの変化状況

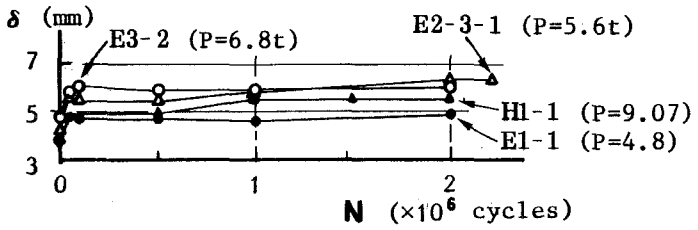
実測中立軸位置は鋼断面としての計算値よりも常に下側にあり、繰り返し数が増加してもあまり大幅な変動はしない。

図－２．８に鋼桁とコンクリート接触面における相対ずれの測定結果を示す。二、三の桁を除いて各測点におけるずれ量そのものの値は比較的小さかったが、その方向、大きさなどにはかなり大きなばらつきがみられ、不完全合成と断定できるような一定の傾向を把握するに至らなかった。これは、コンクリート床版がひびわれることによって不連続となり、ダイヤルゲージを取り付けた点のコンクリートブロックの動きがひびわれ位置によって不規則になるのが大きな原因である。

ところで、すべての桁に共通して両端支点におけるずれが小さく、繰り返し数の増加によってもほとんど変化しなかった。これは床版を下側にして載荷したため、両支点上では支点反力により鋼桁と床版との接触面に大きな摩擦力が働き、結果的にずれを拘束することになったものである。従って、今回の実験は連続合成桁の変曲点付近において床版と鋼桁とが剛に結合されている場合の負モーメント域にほぼ相当するものと考えられる。



図－２．９　単純桁の荷重－たわみ曲線の変化



図－２．１０　たわみの変化

荷重－たわみ曲線の例を図－２．９に示す。図中、破線は桁全長にわたり鋼断面、１点鎖線は合成断面（ｎ＝７）および２点鎖線は鋼桁断面のみとしたときのそれぞれ計算値であり、せん断たわみをも含む値である。図において、最初の静的載荷におけるたわみの荷重に対する増加率は、床版にひびわれが生じる荷重（Ｐ＝２～３ｔ）までは合成断面としての計算値に近いが、それ以後は徐々に鋼断面としての増加率に近くなる。しかし、繰り返し荷重を与えると、このような傾向はなくなりほぼ直線的に増加する。一旦繰り返し荷重を与えると荷重－たわみ曲線はいずれも鋼断面としての計算値に最も近くなり、繰り返し数が増してもこの傾向は変らず軸方向鉄筋は鋼桁に良く協力していることがわかる。

また、たわみの繰り返し数に対する変化を残留量をも考慮して図－２．１０に示す。いずれも疲労試験の初期に大きな増加がみられるが、その後は多少の変動はあってもほぼ一定の値を保つことがわかる。

以上述べたことから、合成桁が負の繰り返し曲げモーメントを受ける場合、その鋼桁に鋼断面として算出した数のずれ止めが配置されていれば、桁が疲労破壊を生ずるまで床版内の軸方向鉄筋は鋼桁に十分協力し桁の応力・変形は鋼断面としての性状を示すと言える。これはプレストレスしない連続合成桁の負モーメント領域にもあてはまるものと思われる。

２．３．３　桁の疲労強度

表－２．３に示す繰り返し荷重Ｐdyを各桁に与えて疲労試験を行った結果、１３体のうち９体が一定繰り返し荷重のもとで鋼桁の引張フランジに疲労亀裂を生じた。この試験結果の概要を表－２．７に示す。表中、引張フランジの曲げ応力度は、疲労破壊しなかった桁では荷重点における値を、疲労破壊した桁では最初に生じた破断部における値をそれぞ

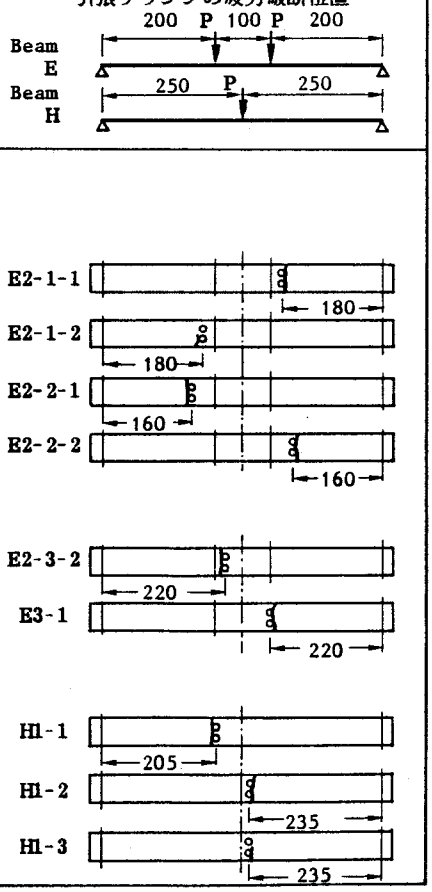
れ鋼断面として算出したものである。スタッドのせん断応力度は通常の初等曲げ理論による鋼断面としての値である。また、破断までの繰り返し数Ｎｆ は疲労亀裂が進展して引張フランジをほぼ横断した時点を観察あるいは推定したものである。

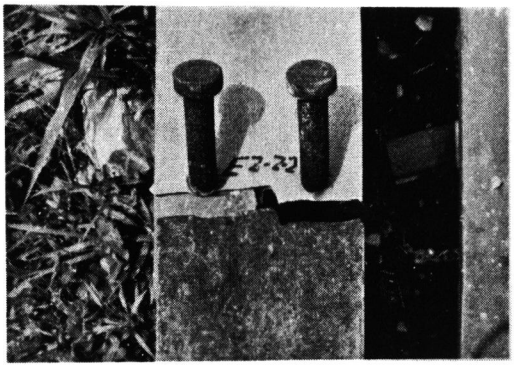
疲労亀裂の発生位置は表－２．７中の図に示すように、すべて載荷点近くのスタッド溶接部付近に集中していた。試験後、各桁のコンクリートを取り除きスタッドを観察したが、スタッド自身の破壊はどの桁についても認められず、また軸方向鉄筋の疲労破断も見られなかった。鋼桁フランジの破断の発端となる点はすべて写真－２．４（ａ）あるいは（ｂ）のようにスタッド根元であり、この亀裂が繰り返し数の増加につれてフランジ全幅へ広がり、次いで写真－２．４（ｃ）あるいは（ｄ）のようにウェブ内に進行していき、最終的に桁が疲労破壊するに至った。

表－２．７　単純桁による試験結果の概要

試験桁	引張フランジ曲げ応力度（kg/cm²）			スタッドせん断応力度（kg/cm²）			引張フランジ破断繰り返し数（万回）	総繰り返し数（万回）
	最大	最小	範囲	最大	最小	範囲		
Ｅ１－１	1134	69	1065	410	24	386	——	200
Ｅ１－２	1134	69	1065	410	24	386	——	300
Ｅ２－１－１	1378	125	1253	663	60	603	125	131.6
Ｅ２－１－２	1197	132	1065	576	63	513	222.6	222.6
Ｅ２－２－１	1056	137	919	1143	147	996	75	75
Ｅ２－２－２	899	119	780	973	128	845	196	203.8
Ｅ２－３－１	1153	167	986	167	25	142	——	200
Ｅ２－３－２	1810	425	1385	0	0	0	133	133
Ｅ３－１	1298	126	1172	553	54	499	145.8	145.8
Ｅ３－２	1101	195	906	468	83	385	——	222.7
Ｈ１－１	819	47	772	351	20	331	280	304.2
Ｈ１－２	1368	180	1188	511	67	444	90	100
Ｈ１－３	1627	114	1513	608	43	565	60	73.3

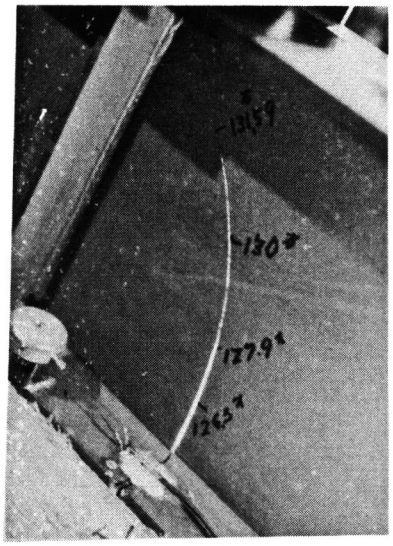
引張フランジの疲労破断位置



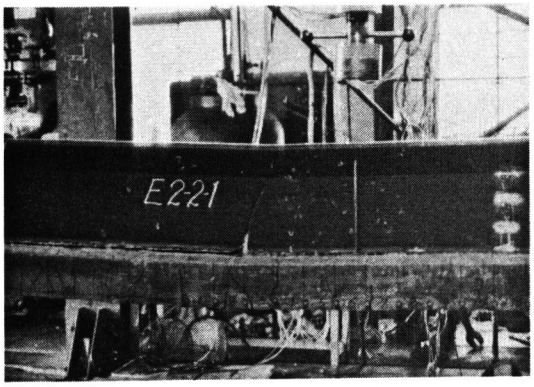


（a）　フランジの破断（Ｅ２－２－２）

（b）　余盛止端部の破面（Ｈ１－１）



（c）　ウェブの疲労亀裂
（Ｅ２－１－１）



（d）　桁の疲労破壊全景（Ｅ２－２－１）

写真－２．４　単純桁の疲労破壊状況

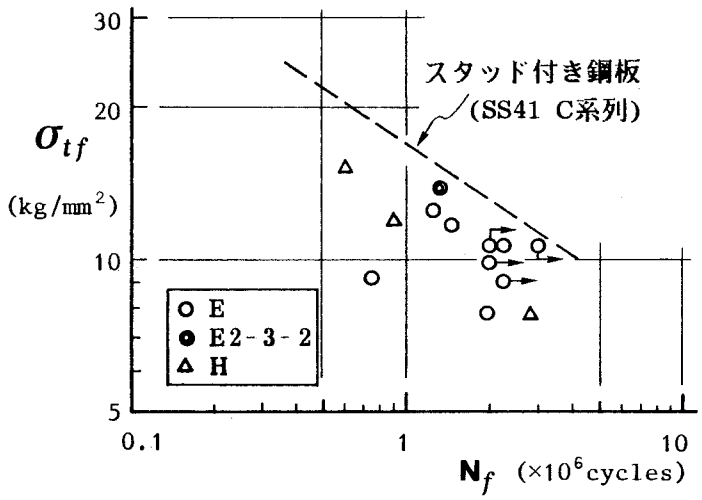
桁の疲労強度を知るために、表－２．７に示したフランジの曲げ応力度の応力範囲についてＳ－Ｎ線図を描くと図－２．１１のようになる。図中のＳ－Ｎ曲線（破線）は３．３．２のスタッド付き鋼板（ＳＳ４１のＣ系列）による結果である。

図において、桁の試験結果は極めて低い応力度で破壊しているものもあり、またばらつきもひじょうに大きく一般的なＳ－Ｎ関係を示していない。この原因としてスタッドの溶接熱による材質の局部的な変化、溶接残留応力の発生あるいはスタッド根元における幾何学的形状の急変による応力集中などが考えられる。ここではこれらのうち、溶接熱の影響を調べるために２．２．４で述べたごとくスタッド溶接部の硬度測定試験を実施してみた。

図－２．３において鋼板母材内の熱影響部（ＨＡＺ）には狭い範囲ながら硬化域が見られるが、最高値でも高々２３０～２４０（表－２．４）であって、この程度では疲労亀裂の発生および進展に大きな影響をもっていたとは考えられない。また、亀裂発生位置および進展経路はこの硬化域と必ずしも一致していなかった。

なお、幾何学的形状の急変による応力集中については第４章でくわしく述べるが、溶接残留応力の疲労強度に及ぼす影響については現段階ではあまり明確でないようであるのでここでは取り上げない。

次に、桁試験結果を図中のＳ－Ｎ曲線と比べると、すべてこれより下方に位置していることがわかる。両者においては鋼板の材質、溶接の影響およびスタッド根元の幾何学的形状などはほぼ同一条件とみなせるため、これらの差の原因として板における応力状態の違い（曲げと純引張り）なども考えられるが、最も重要なものはスタッドに作用するせん断力の影響であろう。すなわち、このことはフランジの破断位置に注目すると、表－２．７中の図に示すように、ただ１体（Ｅ２－３－２）を除きすべてせん断スパン内のスタッド溶接部にあったこと、あるいはフランジ応力範囲のほぼ等しいＥ２－２－１とＥ３－２を比べれば、両者でせん断応力範囲の違いにより寿命に３倍以上の差がでていることなどからも明らかである。これについては第５章においてくわしく検討を加える。



図－２．１１　引張フランジ応力度によるＳ－Ｎ関係

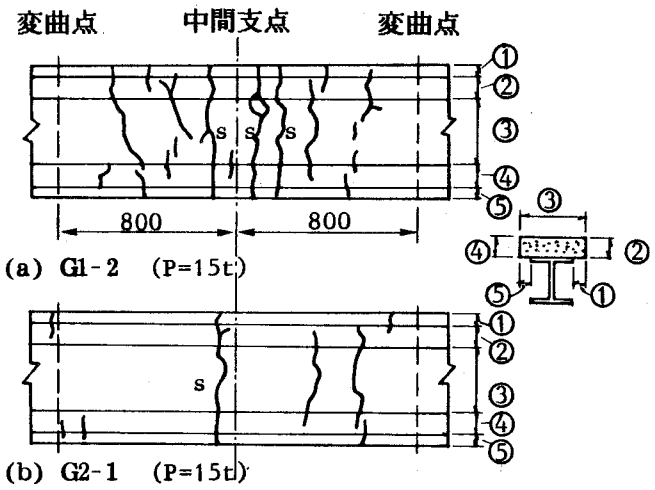
２．４　連続桁による試験結果と考察

単純桁による性状が連続桁とした場合にも見られるかどうかを調べ、また、不完全全域合成桁あるいは断続合成桁の疲労性状を把握するために４体の連続桁について疲労試験を行った。結果的には不完全合成の影響が大きく現われ必ずしも単純桁と同じ性状は観察されなかったが、不完全合成挙動あるいはスタッドの疲労破壊現象などについて興味ある結果が得られた。

２．４．１　負モーメント域における床版のひびわれ性状

図－２．１２に疲労試験終了後のひびわれ状態の例を示す。スタッドを全長に配置した全域合成のＧ１－２では１０～２０cm間隔でひびわれが数多く分布しているのに対し、負モーメント域にスタッドの無い断続合成のＧ２－１では数本のひびわれしか観察されず、またその大きさも１本のひびわれに集中していた。Ｇ桁では単純桁と比べて１本の線となって床版全幅を横切るひびわれの本数が少なくその間隔も幾分広かったことから、ひびわれ幅が他のひびわれに分散せず、１本当りのひびわれ幅の大きさは単純桁よりも若干大きくなったようである。スタッド間隔の広かった（ｐ＝６０cm）Ｅ２－２桁でも若干このような傾向が見られたことから、不完全合成の場合には比較的大きなひびわれ幅のひびわれが数少なく生じ、特に断続合成にすればこの傾向が一層増すものと推察される。

表－２．５に最大ひびわれ幅を示す。桁ごとのばらつきが大きくあまり明瞭な傾向はつかめないが、単純桁の場合に比べ若干大きくなっているようである。しかし、繰り返し数に対する変化は単純桁の場合と同様、ほぼ一定の値を保ち繰り返し数とともに増大していくことはなかった。

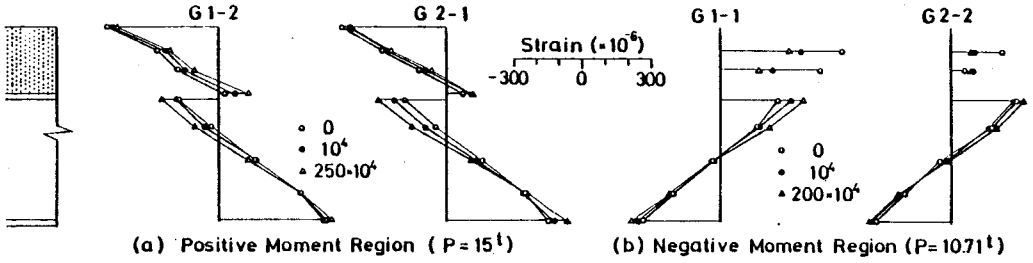


図－２．１２　連続桁の床版ひびわれ分布

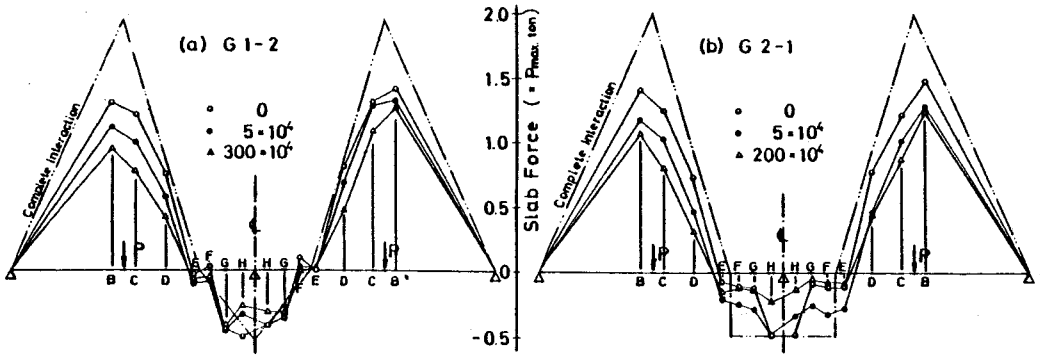
２．４．２　桁の応力・変形性状

荷重点および中間支間付近の桁断面のひずみ分布の一例を図－２．１３に示す。　同図（ａ）において正モーメント域のひずみ分布はいずれもコンクリートと鋼桁における分布の傾き（曲率に相当）がほぼ等しく、接触面でひずみが不連続になるという不完全合成としての性状が顕著にみられる。しかし、負モーメント域のスタッドの有無による正モーメント域の断面のひずみ分布に及ぼす影響は明らかでない。また、同図（ｂ）の負モーメント域のひずみ分布において鉄筋のひずみは両者とも鋼桁のひずみ分布の線上にのっていないが、Ｇ２－２に比べればＧ１－１の方がかなり大きくなっていることから、負モーメント域に配置されたスタッドの効果を読みとることができる。

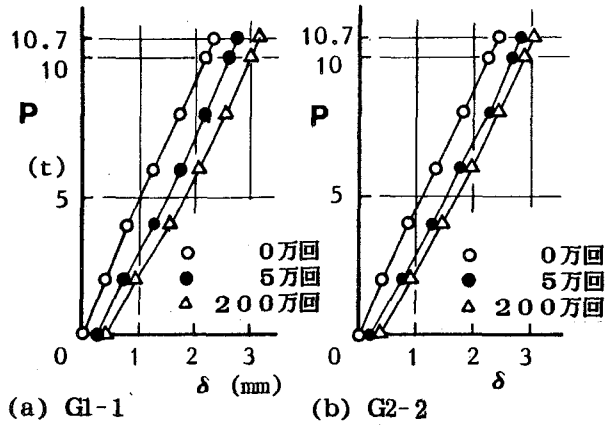
橋軸方向の鋼桁各点におけるひずみ測定値から求めた床版に働く軸力分布の例を図－２．１４に示す。図において、正モーメント域（端部支点とＥ点間）ではＧ１－２およびＧ２－１とも鋼桁とコンクリートとの付着力の低下、スタッドの疲労などにより、繰り返し数の増加とともに軸力が徐々に減少する傾向がみられる。しかし、変曲点付近（Ｅ－Ｆ間）及び負モーメント域（Ｆ－Ｆ間）では両者の間にかなりの差が見られる。　すなわち、



図－２．１３　連続桁の断面のひずみ分布



図－２．１４　連続桁の床版軸力分布



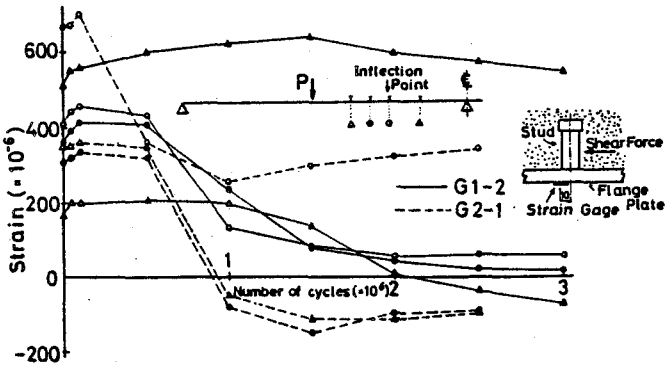
図－２．１５　連続桁の荷重－たわみ曲線の変化

負モーメント域にもスタッドを配置した全域合成のＧ１－２では変曲点付近の軸力はほぼゼロ近くとなっており負モーメント域における軸力の繰り返し数に対する変動も少ないが、断続合成のＧ２－１では負モーメント域にスタッドが無いため、変曲点付近のスタッドの疲労破壊により繰り返し数に対する軸力の変動が大きく現われ、また、この領域の鉄筋に生ずる引張力が変曲点付近の床版にも作用しているのがわかる。

図－２．１５に荷重点直下におけるたわみの変化状況を示す。負モーメント域におけるスタッドの有無による差はほとんど見られない。

２．４．３　スタッドの疲労性状

疲労試験中におけるスタッドの破壊時期を推定するために、各スタッドのフランジ裏面の図－２．１６に示す位置にひずみゲージを貼付した。スタッドに水平せん断力が作用す



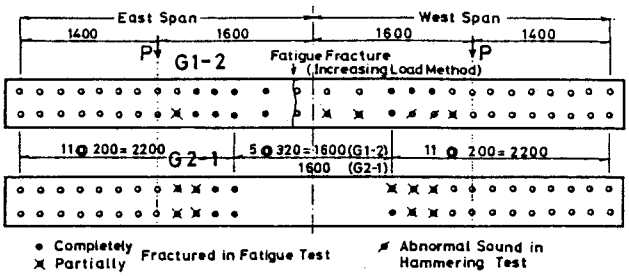
図－２．１６　フランジの局部ひずみの変化

るとゲージ位置には局部的に引張ひずみが生じ、これの繰り返し数に対する変化状況からスタッドの破壊の様子をかなり正確に把握できるようである。この測定結果の一例が図－２．１６である。疲労試験初期においては鋼・コンクリート間の付着力が失なわれてスタッドに作用するせん断力が増加するため局部ひずみも大きくなるが、ある繰り返し数を経過すると局部ひずみの値が減少し始め、さらに載荷を続けるとほぼ一定の値となるものが現われる。このような変化を示すスタッドでは、減少し始める時点でせん断力の作用側のスタッドの根元に疲労亀裂が生じ、一定となる時点でずれ止めとしての機能をほぼ失ったものと考えることができる。これによって連続桁の各モーメント域におけるスタッドの破壊時期を推測した結果を表－２．８に示す。この結果は疲労試験終了後床版コンクリートを取り除いてスタッドの状態を観察した結果（図－２．１７）とも良く合致していた。写真－２．５（ａ）はコンクリート除去後確認できた根元に疲労亀裂の生じたスタッドであり、同（ｂ）は完全にシアオフされた後のクレーター状の痕跡である。図－２．１６などをもとにスタッドの疲労状況を推測した結果、いずれの桁についても疲労破壊は最初に変曲点付近のスタッドにおいて生じ、繰り返し数の増加につれて徐々に荷重点のスタッドに向って進行していくこと、また負モーメント域にスタッドを配置すると、配置しない場合

表－２．８　連続桁におけるスタッドの疲労寿命

試験桁	疲労寿命の推定値　（万回）					
	外側正モーメント域		内側正モーメント域		負モーメント域	
	東側支間	西側支間	東側支間	西側支間	東側支間	西側支間
G1－1	238→		238	238→	238→	
G1－2	300→		100	200	300→	
G2－1	324→		100		——	
G2－2	340→		340		——	

（→：破断せず）

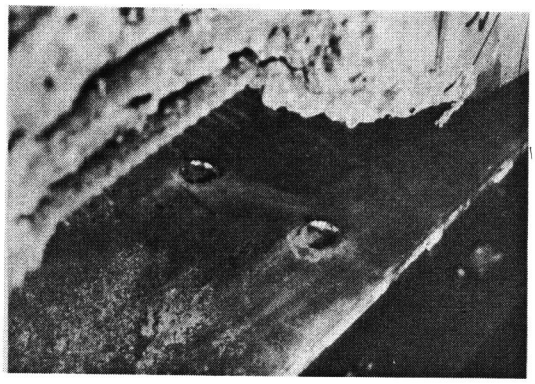


図－２．１７　連続桁におけるスタッドの疲労破壊状況

に比べて変曲点付近のスタッドの破壊時期を若干遅らせることができることなどが判明した。

なお、一定繰り返し荷重のもとでの実験では、負モーメント域において単純桁のような引張フランジの疲労破壊は見られなかったが、Ｇ１－２において３００万回以後１０万回毎に段階的に上限荷重を上げて試験を続けたところ、図－２．１７に示すように、中間支点に最も近いスタッド溶接部引張フランジに疲労亀裂を生じ、連続桁としたときもやはり単純桁で見られたと同様の疲労破壊の可能性のあることが確認できた。床版除去後の亀裂の様子を写真－２．６に示す。

（ａ）　余盛止端部の疲労亀裂（Ｇ２－２）



（ｂ）　クレーター状の痕跡（Ｇ１－２）

写真－２．５　連続桁におけるスタッドの疲労破壊状況

写真－２．６　中間支点近傍の上フランジの疲労破断

２．５　結　言

全域合成桁の疲労性状を調べるために実施した単純桁および連続桁による疲労試験結果より以下のことがわかった。

（１）　繰り返し荷重の大きさ、鉄筋量あるいはスタッド間隔の相違が床版のひびわれ分布性状に及ぼす影響は少ない。また、最大ひびわれ幅は荷重の繰り返し数が１０万回程度までは多少の増減があるが、それ以後は繰り返し数の増加とともに著しく増大していくことはなく、ほぼ一定の値を保つ。

（２）　スタッドの配置された合成桁に負の繰り返しモーメントが作用する場合、スタッドまたはそれが取り付けられたフランジが疲労破壊を起こさない限り、２００万回以上の繰り返し載荷に対しても軸方向鉄筋は鋼桁に十分協力しほぼ鋼断面としての応力・変形性状を示す。この協力度合はスタッド間隔にはあまり左右されない。

（３）　負の繰り返しモーメントによる桁の疲労破壊は引張フランジのスタッド溶接部に疲労亀裂が生じ、繰り返しとともにフランジ全幅を横断しさらにウェブ内へと進展する形式をとる。

（４）　引張りフランジの疲労強度は極めて低い値となるが、これにはスタッド根元部の溶接熱による硬度上昇はほとんど関与せず、主としてスタッドに作用するせん断力が影響しているようである。

参 考 文 献

1) Siess, C.P. & I.M. Viest : Studies of Slab and Beam Highway Bridges : Part V, Tests of Continuous Right I-Beam Bridges, University of Illinois Engineering Experiment Station, Bulletin No.416, Oct., 1953.

2) Viest, I.M., R.S. Fountain & C.P. Siess : Development of the New AASHO Specifications for Composite Steel and Concrete Bridges, Highway Research Board, Bulletin No.174, 1958.

3) 橘 善雄、向山寿孝、湊 勝比古：プレストレスしない連続合成げたの静的実験，土木学会誌，５３－１０，pp. ５５～６１，１９６８．

4) Daniels, J.H. & J.W. Fisher : Fatigue Behavior of Continuous Composite Beams, Fritz Engineering Laboratory Report No.324.1, Lehigh University, Dec., 1966.

第３章　スタッド付き鋼板の疲労強度

３．１　緒　言

第２章の全域合成桁の疲労性状に関する実験的研究において、単純桁に負の繰り返しモーメントを与えた疲労試験の結果、桁の疲労破壊がすべてスタッド溶接部の引張フランジに生じたことは２．３．３で述べたとおりであり、さらに、これにはフランジの応力だけでなくスタッドに作用するせん断力の大きさが密接に関係していることを指摘した。また、２．４．３で述べたように、この破壊形式は実際に連続桁とした場合の負モーメント域においても、十分発生する可能性のあることを確認した。

そこで、本章では新たな疲労試験を実施し、前章の桁試験結果あるいは従来のスタッドせん断押し抜き疲労試験結果などと合わせて、スタッドの溶接された引張フランジの疲労強度について系統的にくわしく検討を加えることにした。

ところで、スタッド溶接フランジの引張疲労強度に関する問題について、これまで２種類の疲労実験が行われてきた。一つは鋼板に１本または数本の頭付きスタッドを溶接したものを試験片として用いる鋼板疲労試験［１～５］であり、もう一つは前章で示した模型合成桁に負の繰り返し曲げモーメントを与える桁疲労試験［６～８］による方法である。しかし、両試験方法ともスタッドの溶接されたフランジの疲労強度に関するＳ－Ｎ曲線を得るにはそれぞれ難点がある。まず、これまでに実施されたいずれの鋼板疲労試験においてもスタッドにずれ止めとしてのせん断力を与えることなく鋼板の疲労強度が求められており、実際の合成桁内とは異なった応力状態のもとにおけるものであること。次に、桁試験においては引張フランジに生ずる曲げ応力とスタッドに作用するせん断応力との組み合わせを自由に変化させることができないので、ある一定のスタッドせん断応力レベルのもとにおけるＳ－Ｎ関係を得ることが難しいことなどである。

そこで、筆者は二つの実験における上記のような欠点を改良し、スタッド付き鋼板の疲労強度に関するより実際的なＳ－Ｎ曲線を比較的容易に得るために、新たな試験方法を考案した。すなわち、スタッド付き鋼板試験片を用い、鋼板に作用する繰り返し垂直応力と同位相でスタッドにも繰り返しせん断応力を作用させ得るような特別な疲労試験装置を製作し、いわゆる組み合わせ応力状態のもとにおける鋼板の疲労強度を求めようとした。

さらに、このほか静的および疲労実験を３種の試験片（母材、スタッド溶接後除去鋼板およびスタッド溶接鋼板）について行い、スタッド付き鋼板の静的強度および疲労強度に及ぼす諸要因を系統的にくわしく調べることとした。

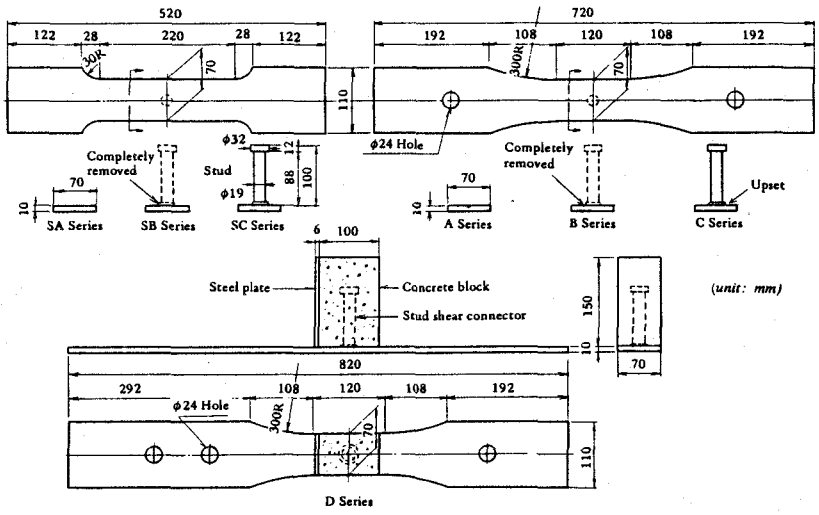
３．２　実験の概要

３．２．１　試験片

試験片の鋼板材料としてはＳＳ４１、ＳＭ５０ＡおよびＳＭ５８Ｑの３種類を、頭付きスタッドの素材としてはＳＳ４１相当材を用いた。これらの母材の化学成分および機械的性質のミルシート記載値は表－３．１のとおりである。

表－３．１　鋼材の化学成分と機械的性質

鋼　材	化学成分　(wt　%)						機械的性質		
	C	Si	Mn	P	S	Cu	降伏点 kg/mm²	引張強さ kg/mm²	伸び %
鋼板(SS41)	0.17	0.04	0.77	0.009	0.031	—	30	45	32
〃　(SM50A)	0.14	0.45	1.32	0.018	0.014	—	38	54	28
〃　(SM58Q)	0.14	0.36	1.21	0.019	0.012	0.03	63	66	26
ｽﾀｯﾄﾞ(φ19)	0.17	0.01	0.69	0.011	0.033	—	28	43	30



図－３．１　試験片の形状・寸法

３種類の鋼板材料に対するそれぞれの試験系列は、静的試験（ＳＡ、ＳＢ、ＳＣの３系列）と疲労試験（Ａ、Ｂ、Ｃ、Ｄの４系列）とを合わせて７系列ずつである。これら各系列の試験片形状および寸法を図－３．１に示す。

疲労試験の各系列は以下のとおりである。

Ａ系列：黒皮付き母材に対する基本Ｓ－Ｎ曲線を求める。

Ｂ系列：スタッド溶接除去鋼板。すなわち、スタッド溶接の母材への熱影響をみるために、溶接後スタッドをその根元より切断除去し余盛部における幾何学的形状の急変を無くしたもの。

Ｃ系列：スタッド溶接鋼板。すなわち、鋼板にスタッドを溶接したままの状態で、スタッドには何らせん断力を作用させない。

Ｄ系列：鋼板の引張りと同位相でスタッドにもせん断力を作用させ、鋼板の疲労強度に及ぼすせん断力の影響を調べる。

上記Ａ、ＢおよびＣ系列の静的引張強度を比較するために、それぞれに対応してＳＡ、ＳＢおよびＳＣの各静的試験を行った。

試験片の鋼板は各材質毎に１枚の黒皮付き鋼板（１０×１６００×４１００㎜）から切り取り、側面を試験片形状に切削した後、ＳＢ、ＳＣおよびＢ～Ｄ系列用のものには、鋼板中央に１本の頭付きスタッド（φ１９×１００㎜）を溶接した。　この時の溶接条件は各材質毎に一定とし、サイクアーク方式により、ＳＳ４１では電流２０００Ａ、通電時間３２／６０ sec、ＳＭ５０Ａでは１８００Ａ、３６／６０ sec、ＳＭ５８Ｑでは１７００Ａ、３６／６０ secであった。

ＳＢおよびＢ系列の試験片はスタッド溶接後、スタッドを根元より切断除去し鋼板表面が滑らかとなるように溶接余盛部をグラインダー仕上げした。

また、Ｄ系列の試験片は実際の合成桁における応力状態にできるだけ近づけるため、図－３．１に示すごとく、スタッドの周囲を７０×１５０×１００㎜の大きさのコンクリートブロックで覆った。鋼板とコンクリートとの付着力を無くすために鋼板表面にグリースを塗布した後、早強セメントを用いたコンクリート（１週平均圧縮強度約３２０ kg/cm^2 ）を打設した。

３．２．２　試験方法

疲労試験はすべてローゼンハウゼン型疲労試験機（動的最大能力４０ｔ）により、また、

静的試験はアムスラー型万能試験機（最大能力２００ｔ）により行った。

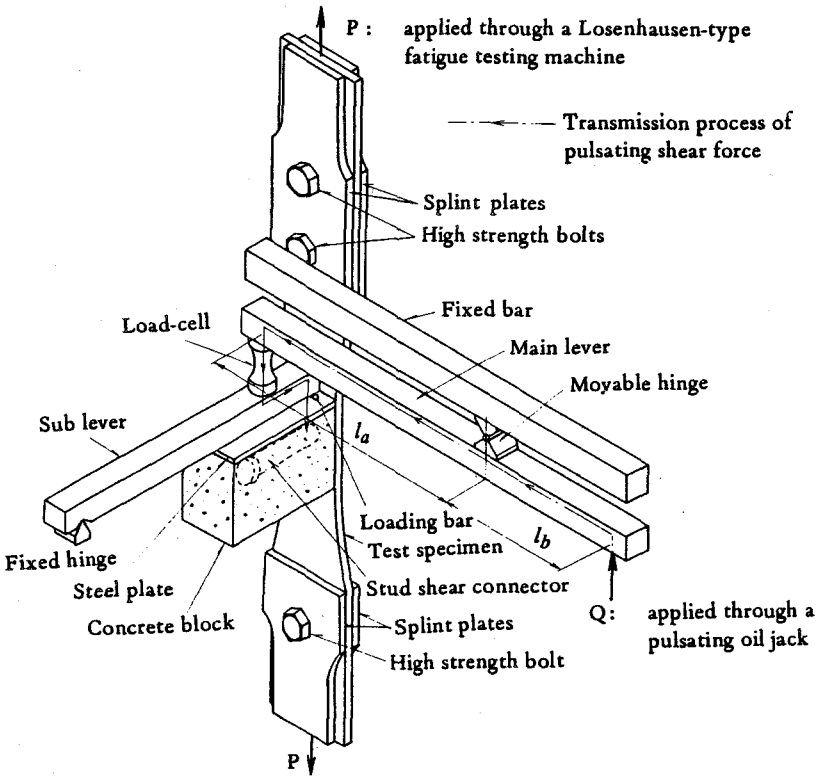
（１）Ａ、ＢおよびＣ系列

これらの系列の載荷条件はいずれも下限１ｔの片振り引張で、載荷速度はＳＳ４１材では５００ cpm、ＳＭ５０ＡおよびＳＭ５８Ｑ材では３４０ cpmとした。

（２）Ｄ系列

この系列では鋼板の繰り返し引張力と同位相でスタッドに繰り返しせん断力を作用させるために新たに考案・製作した、１台の疲労試験用小型油圧ジャッキ（動的最大能力１０ｔ）により作動するせん断力載荷装置をローゼンハウゼン型疲労試験機本体に取り付けて実験を行った。

この組み合わせ応力載荷方法の原理を図－３．２に示す。鋼板の引張力は通常の引張試験機の場合と同様ローゼンハウゼン型疲労試験機により与えられ、これと同時にスタッドには別の油圧ジャッキによりせん断力載荷装置の２本のテコを通じてせん断力が与えられ

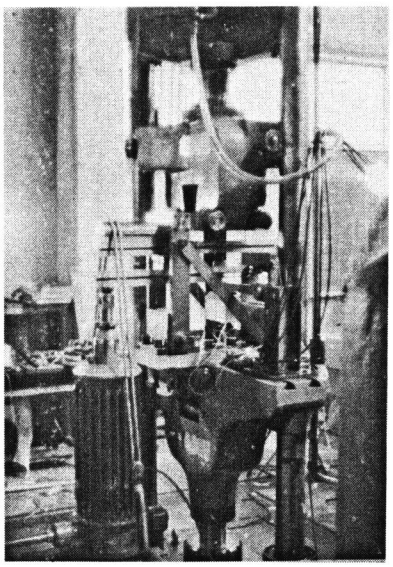


図－３．２　組み合わせ荷重の載荷原理

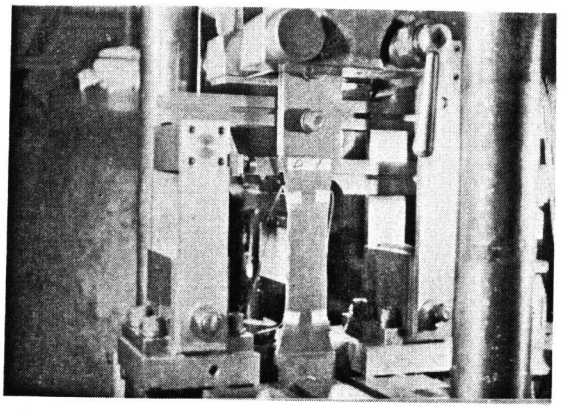
る。ローゼン本体および油圧ジャッキには同一のパルセーターにより脈動油圧を与え、両者が同位相で作動するようにした。スタッドへのせん断力の載荷は鋼板に曲げモーメントが作用するのを避けるために、その位置を鋼板表面にできるだけ近づけるようにしたが、装置の都合上４㎜が限度であった。また、スタッドに作用するせん断力の大きさは図中に示した可動ヒンジを移動させて１ａと１ｂの長さの比を変えることにより調節し、主テコと副テコとの間に挿入した小型の荷重計によりその値を検出した。写真－３．１に実際の試験状況を示す。

片振り組み合わせ応力の載荷条件はスタッドに対して３種類の一定せん断応力範囲（最大応力と最小応力との差）をとり、鋼板に対してはすべて引張下限荷重１ｔの片振り引張りとし載荷速度は約３４０ cpmであった。

鋼板の引張疲労強度に及ぼすスタッドせん断力の影響を調べるには、種々の異なった一定せん断応力範囲のもとにおける多くのＳ－Ｎ曲線を求めなければならない。　ここでは３種の応力レベル、すなわち、スタッドの公称断面に作用する平均せん断応力範囲をほぼ２．０、４．０および６．０ kg/㎟ として、それぞれＤ－１、Ｄ－２およびＤ－３系列と名づけて実験を行った。各試験片に対し、厳密にこの値を保持させることはできなかったが、設定値からの偏差はおよそ５％以内に収まった。



（ａ）　せん断力載荷装置



（ｂ）　試験片と試験装置

写真－３．１　Ｄ系列の試験状況

３．３　試験結果と考察

３．３．１　静的試験

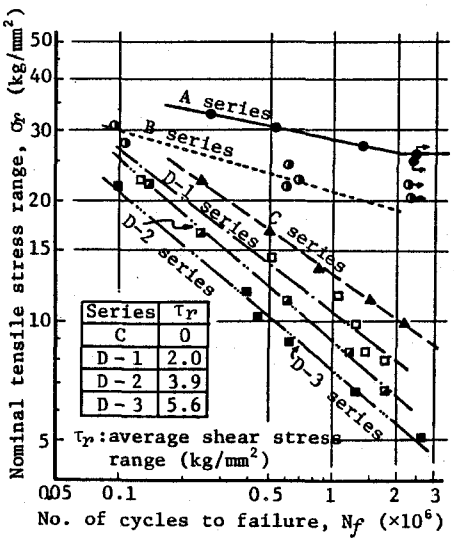
表－３．２に静的引張試験結果を示す。表に見るごとく、どの鋼材においても３つの系列の各値はいずれもほぼ等しいことから、スタッド溶接および鋼板表面の幾何学的形状の変化がそれぞれの母材の降伏点、引張強さまたは伸びに及ぼす影響はほとんど無いことがわかる。また、どの鋼材についても、ＳＢおよびＳＣ系列における破断位置はいずれもスタッド溶接部から約５cm程度離れた部分であり、スタッド部で破断することはなかった。

表－３．２　引張試験結果

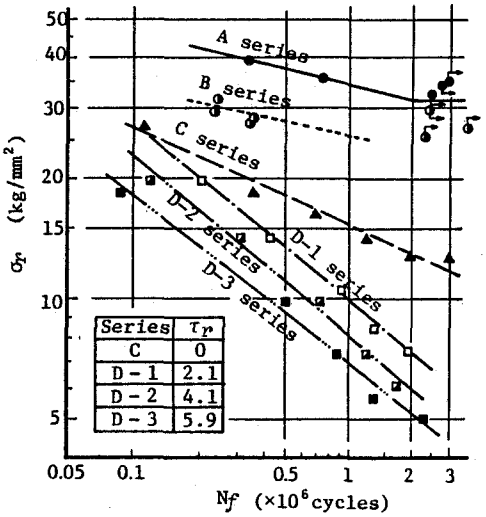
試験系列	SS41			SM50A			SM58Q		
	降伏点 kg/mm²	引張強さ kg/mm²	伸び %	降伏点 kg/mm²	引張強さ kg/mm²	伸び %	降伏点 kg/mm²	引張強さ kg/mm²	伸び %
SA	27.7	46.2	30.7	35.6	53.6	30.5	56.2	63.9	19.9
SB	27.1	45.2	30.7	35.6	53.7	28.1	55.9	64.6	20.8
SC	26.3	44.8	29.1	35.5	53.4	28.2	56.8	65.0	20.3

表－３．３　黒皮付き母材の疲労強度　（ kg/mm² ）

鋼　種	SS41		SM50A		SM58Q	
	10万回	200万回	10万回	200万回	10万回	200万回
A系列	３６．４	２６．３	４６．２	３１．３	４９．７	３５．１
文献[9,10]	３３．８	２６．８	４０．１	３２．１	５０．０	３２．０



図－３．３　ＳＳ４１の疲労強度



図－３．４　ＳＭ５０Ａの疲労強度

３．３．２　疲労試験

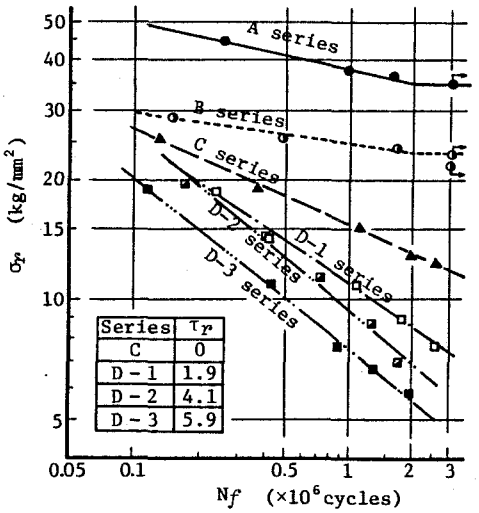
各鋼材の疲労試験結果を両対数Ｓ－Ｎ線図上にプロットし図－３．３～３．５に示す。いずれも縦軸は鋼板の平行部断面における公称引張応力度についての「応力範囲（Stress range ）」、すなわち、最大応力と最小応力との算術差であり、横軸は破断に至るまでの繰り返し数である。また、Ｓ－Ｎ曲線は各系列のデータに最小二乗法を適用して求めたものである。各鋼材ともＢ系列を除き、データは各Ｓ－Ｎ曲線のまわりに極めてばらつきの少ない状態で分布しており、試験体数が少ないにもかかわらず各系列毎の疲労特性を比較的顕著に示しているようである。各鋼材毎についてＡからＤ－３の６系列の相対関係などはほぼ同じ傾向であるので、ここでは主としてＳＳ４１を中心に考察を進め、必要に応じてＳＭ５０ＡあるいはＳＭ５８Ｑに注目することにする。

（１）Ａ系列

図－３．３～３．５に示したＡ系列の黒皮付き平滑母材に対するＳ－Ｎ曲線より、１０万回および２００万回時間強度を求めたものを表－３．３に示す。なお、表には文献［９，１０］に報告されている、４１、５０および６０キロ鋼に対する平均疲労強度をも合わせて示す。多少ばらつきはあるがそれぞれの時間強度は各鋼材とも良く一致しており、本実験においてほぼ妥当な結果が得られていることがわかる。

（２）Ｂ系列

図－３．３において、Ｂ系列をＡ系列と比較した場合、両者の時間強度の間には約７kg/mm² の差が見られる。これは破断位置がすべてスタッド溶接部であったことからスタッド溶接の影響によるものと考えられ、例えば溶接欠陥による応力集中、溶接残留応力、熱影響部における材質変化（主として硬度の上昇）などいくつかの原因が考えられる。しかし、破断面を観察した結果、破壊の起点がブローホールにあるもの２体（写真－３．２（ａ）参照）、不溶着部にあるもの３体であったことから、溶接欠陥による応力集中が他の原因よりもひじょうに大きな影響をもっていたことがわかった。さらに、この応力集中



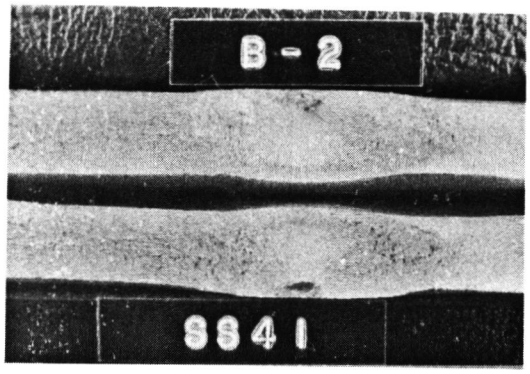
図－３．５　ＳＭ５８Ｑの疲労強度

の度合は溶接欠陥の種類、位置、形状、大きさなどにより大きく左右されると考えられるので、B系列における結果が他の系列に比べて大きくばらついたのもうなずける。これはSS41だけでなく、SM50AあるいはSM58Qについても同様のことが言える。

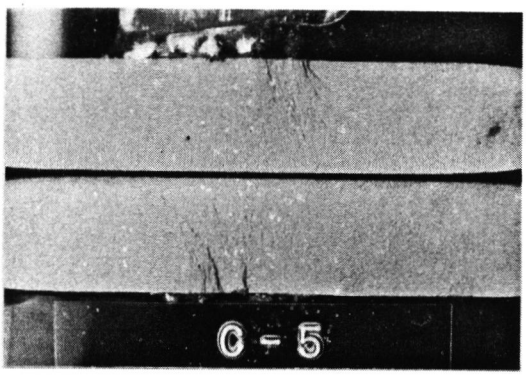
（3）C系列

図－3．3に示したC系列の結果から、鋼板の疲労寿命に及ぼすスタッド余盛部における形状の不連続性による応力集中の影響がひじょうに大きいことがわかる。すなわち、C系列のS－N曲線の傾きはAまたはB系列のそれらと比べてかなり急になり、繰り返し数の増加とともに疲労強度が急激に低下し、200万回においてはA系列の約40％、またB系列の約50％程度となっている。

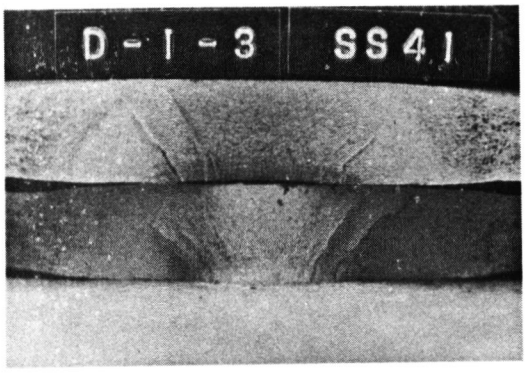
C系列における疲労亀裂の開始点はいずれもスタッド余盛止端部であって、B系列のような内部欠陥位置におけるものは全く見られなかった。このことから、スタッド溶接部にはB系列において見られたように必ずと言っていいくらい溶接欠陥が存在するが、スタッ



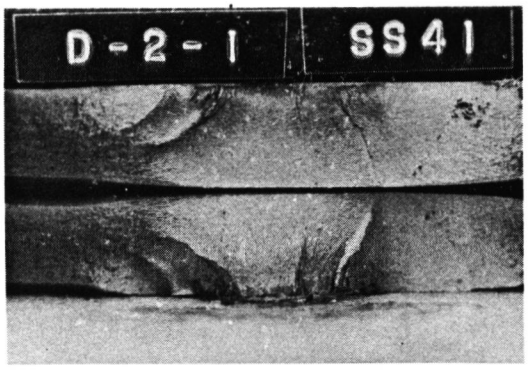
（a）　B系列



（b）　C系列



（c）　D－1系列



（d）　D－2系列

写真－3．2　各試験系列における疲労破面

ドが溶接されている場合には、これらの欠陥による応力集中よりもスタッド余盛部の外面的形状の急変により生じる応力集中の方が大きく、鋼板の引張疲労強度に及ぼす内部欠陥の影響はほとんど無いことがわかる。また、この疲労強度の低下がすべてスタッド余盛止端部の応力集中のみによるものではなく、溶接熱によりスタッド周辺に生ずる残留応力の発生、熱影響部における硬度の上昇などの影響も含まれていることはいうまでもない。しかしながら、今回の実験ではこれらの要因の個々の影響を分離して調べることはできなかった。

スタッド付き鋼板はスタッド根元における応力集中の存在により、一種の切欠き材とみなすことができる。　そこで、この場合の各鋼種についての切欠き感度を調べてみると、２００万回における切欠き係数（平滑材の疲れ強さを切欠き材の疲れ強さで除した値）［１１，１２］はＳＳ４１では２．６０、　ＳＭ５０Ａでは２．５２、　ＳＭ５８Ｑでは２．７０であった。このように材質の相違による差は小さく、一般の切欠き材について言われているような高張力鋼の疲労特性、すなわち、応力集中に対する感受性の敏感さというような性質を明瞭に見い出すことはできなかった。

各系列の破断面の例を写真－３．３に示す。（ａ）はＢ系列の例であって、疲労亀裂の開始点となったブローホールが見られる。また（ｂ）はＣ系列の例であって、疲労亀裂が

表－３．４　スタッド溶接鋼板の疲労強度の比較

研究者	鋼　種	疲労強度 kg/mm² 10万回	疲労強度 kg/mm² 200万回	引張強さ kg/mm²	200万回における耐久比	板厚 t、スタッド径φ、本数など
C系列	JIS SS41	３０．６	１０．１	４４．８	０．２３	t＝10 mm φ＝19 mm 中央１本
	SM50A	２６．９	１２．４	５３．４	０．２３	
	SM58Q	２６．７	１３．０	６５．０	０．２０	
尾形 [5]	JIS SS41	３０．８	１１．５	４６．０	０．２５	t＝10、φ＝16 中央１本
若林ら [3]	JIS SS41	２６．５	１１．０	４４．１	０．２５	t＝10 φ＝19 中央１本
	SM50	２８．５	１５．０	５３．８	０．２８	
	SM58	２１．５	１０．０	６２．２	０．１６	
Selby ら [1]	ASTM A7F	23.0～26.5	10.0～12.5	３７．１	０．３０	t=12.7、φ=19 中央１本 または 横方向３本
	ASTM A441			５９．１	０．１９	
Roshardt [2]	DIN St37	２１．０	１１．０	４０．０	０．２８	t＝25 φ＝19 縦方向３本
	St52	２７．０	９．１	５６．６	０．１６	
	St60	２７．０	１０．０	５６．８	０．１８	
	St70	２８．０	１０．０	６４．２	０．１６	

スタッド余盛止端部において生じ鋼板表面にほぼ直角に進展し、破断面は比較的滑らかである。

ところで、C系列のようなスタッド付き鋼板の引張疲労強度に関してはこれまでいくつかの疲労試験［１～５］が行われている。そこで、これらの結果を疲労強度および耐久比（Fatigue ratio 、疲れ強さの引張強さに対する比）などについてまとめ、本実験の結果と比較すると表－３．４のようになる。試験片の材料・寸法、スタッドの径・本数、応力比、載荷速度などが各実験者ごとに異なるため、得られた疲労強度の値も多少ばらついている。しかし、スタッド付き材の疲労強度は両極端の値を除けば、静的強度には関係なく１０万回に対し２３～２８ kg/mm^2 、２００万回に対し１０～１３ kg/mm^2 程度となるようである。また、２００万回における耐久比はだいたいの傾向として、４０キロ級の鋼材で約０．２５、５０キロ級以上の鋼材では０．１６～０．２０程度となることがわかる。

（４）Ｄ系列

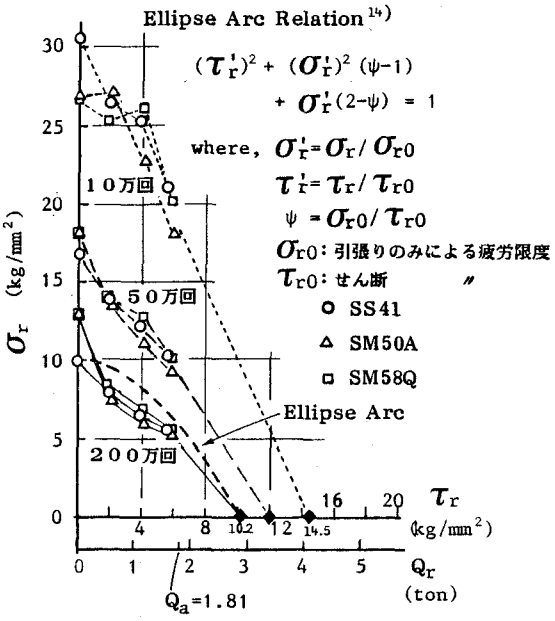
この系列の試験片ではすべてせん断力の作用する側のスタッド余盛止端部に疲労亀裂が発生し、繰り返し数とともに板厚、板幅両方向に進展して破断した。この破断面の例を写真－３．２（ｃ）および（ｄ）に示す。これらを（ｂ）のＣ系列のものと比較すると、Ｃ系列では鋼板表面にほぼ直角な比較的平らな破面となっているのに対し、Ｄ系列のものはスタッドに作用するせん断力の存在により亀裂が溶着線に沿って熱影響部をえぐるように進んだ形跡が見られ、破面もかなり凹凸の激しいものとなっている。

図－３．３～３．５において、ＣおよびＤ－１～Ｄ－３のＳ－Ｎ曲線を比較すると、いずれも鋼板の疲労強度は作用せん断力の大きさに応じて次第に低下する傾向が明瞭に認められる。特にせん断力の作用するＤ系列では、３本のＳ－Ｎ曲線が互にほぼ平行であり、また、３種の鋼材についてほぼ同程度の疲労強度になっていることがわかる。さらに、高張力鋼のＳＭ５０ＡとＳＭ５８ＱについてはＣ系列とＤ系列との間でＳ－Ｎ曲線の傾きに明らかに差があることから、せん断力の作用によって疲労に対しより一層厳しい条件となる、すなわち、切欠き感受性が高くなるようである。

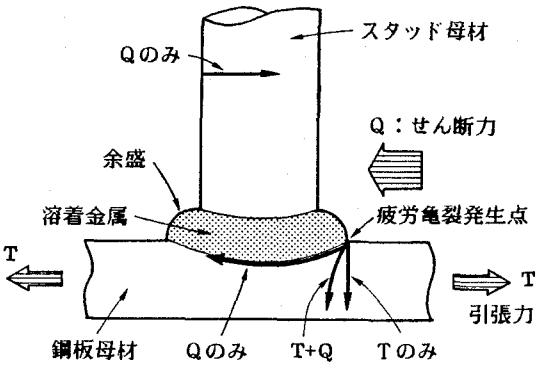
鋼板の疲労強度に及ぼすせん断力の影響をもう少しくわしく検討するために、各鋼材４系列のＳ－Ｎ曲線より１０万回、５０万回および２００万回における時間強度を求め、作用せん断応力範囲（または、せん断力範囲）との相関を調べたのが図－３．６である。図中、横軸上には平城ら［１３］によるスタッド押し抜きせん断疲労試験結果の各時間強度をも合わせてプロットしている。１０万回時間強度はばらつきが大きいが、５０万回およ

び２００万回時間強度については鋼種ごとの差も比較的小さく、鋼板の疲労強度はせん断力の増加とともにほぼ直線的に減少する傾向が見られる。しかし、減少していく方向は必ずしも対応する押し抜き結果とは一致せず若干ずれるようである。

ところで、組み合わせ応力状態における疲労試験については、従来、機械部品等について丸棒試験片により曲げとねじり、あるいは引張りとねじりのもとで行われたものがほとんどであるが、引張応力とせん断応力との相関性を調べるために、それらの試験結果（疲労限度）に対して、例えば最大主応力説、最大せん断ひずみエネルギー説などの各種の破壊仮説の当てはめが研究されてきた［１２，１４］。そこで、今回の実験結果に対してもそれらの破壊仮説の当てはめについて検討を加えたが、中でも延性材料の切欠き材に比較的適合性が良いとされる Ellipse arc relation［１４］をＳＳ４１材の２００万回時間強度（Ｃ、Ｄ－１，Ｄ－２，Ｄ－３および押し抜きの５個のデータ）に適用した例を図－３．６中に示す。このように５個のデータを結ぶ線は、Ellipse arc の曲線と合致しているとは言い難く、本実験における疲労強度の低下現象は従来のどの破壊仮説によっても十分に説明できないようである。これには大きな理由として、垂直応力とせん断応力との組み合わせ応力状態の相違（従来は曲げ－ねじりまたは引張り－ねじり、本実験では引張り－直接せん断）に加え、本実験では引張りとせん断とで完全に異なった破壊モードをとったことが考えられる。すなわち、図－３．７に示すようにスタッドにせん断力のみが



図－３．６　引張りとせん断の相関



図－３．７　疲労亀裂の進展経路

作用する場合には、余盛止端部に亀裂が発生し、繰り返し数の増加とともに溶着金属と母材ＨＡＺ境界に沿って進展して鋼板表面にクレーター状の痕跡を残して shear off されるのが一般的である。これに対し鋼板に引張力のみが作用する場合には写真－３．２（ｂ）について述べたように、余盛止端部に発生した亀裂は繰り返しとともにほぼ板表面に直角に板厚方向に進展して比較的平らな破壊面を形成する。さらに、これにせん断力が同時に作用する場合には、スタッド側に若干くいこむように進展し極めて凹凸の激しい破面となり、せん断力が大きくなってもこの破壊形式はほとんど変わらなかった。

３．４　結　言

スタッド付き鋼板の静的強度および疲労強度に及ぼす諸要因を系統的に調べるために実施した静的引張試験、引張疲労試験および引張・せん断組み合わせ疲労試験の結果より、次のことがわかった。

（１）　スタッド付き鋼板の静的な機械的性質（降伏点、引張強さ、伸び）はスタッド溶接による材質変化あるいは余盛部における応力集中などにほとんど影響されない。

（２）　スタッド付き鋼板の疲労強度は主としてスタッド余盛止端部における幾何学的形状の不連続に起因する応力集中に大きく左右され、溶接時に発生する内部欠陥（ブローホール、不溶着部など）あるいは材質変化などにはほとんど影響されない。

（３）　スタッド付き鋼板の２００万回時間強度は鋼種にかかわらず平滑材の３７～４０％程度（切欠き係数で２．５～２．７）、また、耐久比で０．２０～０．２３位となり、今回の鋼材について応力範囲でＳＳ４１に対し１０．１ kg/mm^2 、ＳＭ５０Ａに対し１２．４ kg/mm^2 、ＳＭ５８Ｑに対し１３．０ kg/mm^2 であった。

（４）　繰り返しせん断力がスタッドに作用する場合には鋼板の引張疲労強度が単なるスタッド溶接材に対する値よりもさらに低下し、その程度は作用せん断力の大きさにほぼ比例する。また、この時の時間強度はせん断力範囲の大きさが同じならば、鋼種にかかわらずほぼ等しい値となる。例えばＱｒ＝１７００kg（τr ＝６ kg/mm^2 ）の時、鋼板の２００万回時間強度（応力範囲）は約５．５ kg/mm^2 であった。

参 考 文 献

1）Selby, K.A., J.E. Stallmeyer & W.H. Munse : Fatigue Tests of Plates and Beams with Stud Shear Connectors, Civil Engineering Studies, Structural Research Series No.270, University of Illinois, July, 1963.

2）Roshardt, W. : Einfluss des Aufshweissens von Bolzen auf das Grundmaterial, Schweiz. Bauzeitung, 84. Jahrgang, Heft 51, s.906～908, Dezember, 1966.

3）若林武忠、沢野邦彦、成岡昌夫：スタッドジベルが溶植された鋼板の引張疲労試験，橋梁と基礎，Vol.５，No.４，pp. ２７～２９，１９７１－４．

4）川崎製鉄（株）：スタッドジベル溶接の品質に関する研究，昭和４４年度建設技術研究補助金による研究報告，１９７０－４．

5）尾形素臣：スタッド溶接の疲労 —— スタッドを打った鋼材の疲労について，岡部（株）技術資料 No.1，１９７０－９．

6）国広哲男、井上啓一、古庄通隆：スタッド付きの圧延Ｈ形鋼および溶接Ｈげたの曲げ疲労試験，土木技術資料，Vol.１５，No.１２，pp. ２７～３４，１９７３．

7）大島 久、佐々木秀男：スタッドジベルを溶植したＳＭＡ５８鋼板の曲げ引張り疲労強度について，土木学会第２７回年次学術講演会講演概要集，Ｉ－１１０，pp. ３０３～３０６，１９７２－１０．

8）藤田嘉夫、松井 司、横道英雄：鋼板コンクリート合成桁の静的および疲労性状，土木学会第２８回年次学術講演会講演概要集，Ｖ－１８，pp. ３８～３９，１９７３－１０．

9）土木学会：鋼鉄道橋設計標準解説，p．３０７，１９７０－１１．

１０）関西高張力鋼疲労研究グループ：高張力鋼の疲労強度に関する研究，土木学会誌，第５４巻，１１号，pp. ５６～６２，１９６９．

１１）川田雄一：金属の疲労と設計，オーム文庫，pp. １２０～１４２，１９６８－３．

１２）日本金属学会強度委員会編：金属材料の強度と破壊，丸善，pp. ３１２～３３９，１９７０－８．

１３）前田幸雄、松井繁之、平城弘一 ： Effects of Concrete-Placing Direction on Static and Fatigue Strengths of Stud Shear Connectors ，大阪大学工学報告，Vol.３３， No.１７３３，pp. ３９７～４０６，１９８３－１０．

１４）Pope, J.A. ：Metal Fatigue, Chapman & Hall, London, PP.24～54, 1959.

第４章　スタッドによる応力集中とせん断力の伝達機構

４．１　緒　言

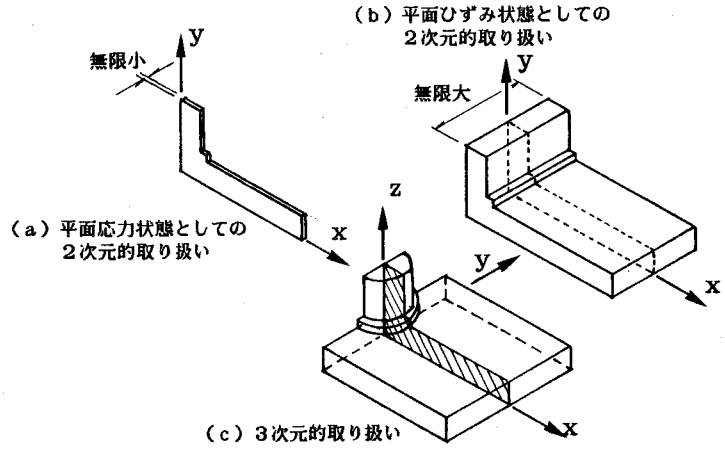
第３章のスタッド付き鋼板についての疲労試験の結果、スタッド溶接鋼板の疲労破壊はすべてスタッド余盛止端部に発生した疲労亀裂が鋼板内に進展することにより生じ、また、引張力と同時にスタッドにもせん断力を与えた場合には、せん断力の大きさに応じて鋼板の疲労強度がさらに低下することがわかった。このような疲労破壊現象あるいは疲労強度の低下の原因として、溶接熱影響による金属学的材質変化あるいは溶接部周辺に発生する溶接引張残留応力なども考えられるが、最も大きな要因はスタッド根元部における幾何学的形状の不連続性に起因する応力集中であって、この応力集中がせん断力によって増長されるのではないかと推察される。

また、スタッドの押し抜きせん断疲労試験［１］においては、図－３．７にも示したように、スタッド根元の加力側に疲労亀裂が生じ鋼板母材にクレーター状の痕跡を残して破断する破壊形式と、溶接部からほぼ軸径に等しい位置のスタッド軸部の加力反対側に疲労亀裂が生じ軸部が破断する破壊形式の２種類のせん断疲労破壊性状が報告されているが、これらの発生原因は明らかにされていない。

ところで、スタッドは本来せん断力を伝達する役目をもつものであるが、通常コンクリート内に埋め込まれるため、その変形性状などは明らかでない。これまで弾性体中に埋め込まれた梁としての弾性解析［２，３］あるいは一端回転支持、他端回転拘束ローラー支持とした簡単な鋼棒モデルによる弾塑性解析［４］などの例はあるが、いずれも２次元問題として扱われており、必ずしも満足のいく解が得られていないようである。また、筆者も本研究に先立ち、図－４．１に示すように、スタッド付き鋼板を平面応力問題あるいは平面ひずみ問題とみなして２次元有限要素法による応力解析を試みたが、鋼板の表面に円柱状の突起物が取り付くという３次元的な幾何学的形状であるために、その２次元的取り扱いでは極めて不十分でありスタッド根元部における応力状態を明らかにすることができなかった。

そこで、本章では上述のようなスタッド付き鋼板の引張りあるいはスタッドの押し抜き

せん断に対する疲労破壊現象を説明し、合わせてスタッドによるせん断力の伝達機構を解明するために、有限要素法による３次元弾性応力解析を行うことにした。まず、４．２では基本的な解析手法およびそれに従って開発した数値計算用プログラムの概要について述べ、次いで、４．３ではその妥当性を検証するために実施したスタッド付き鋼板についての応力測定試験結果との比較を行っている。最後に、４．４では種々の応力状態のもとで数値解析を行いスタッド根元における応力性状を明らかにし疲労破壊現象の説明を行った。



図－４．１　スタッド付き鋼板の解析における３種の取り扱い方

４．２　３次元有限要素法の概要

有限要素法の基本的な概念および一般的な関係式の誘導などは関係書籍［５］にくわしく記されているので、ここではそれらに関する記述は省略し、主にスタッド付き鋼板を３次元連続体として弾性応力解析を行う上でのいくつかの点について概説するに留める。

（１）モデル化

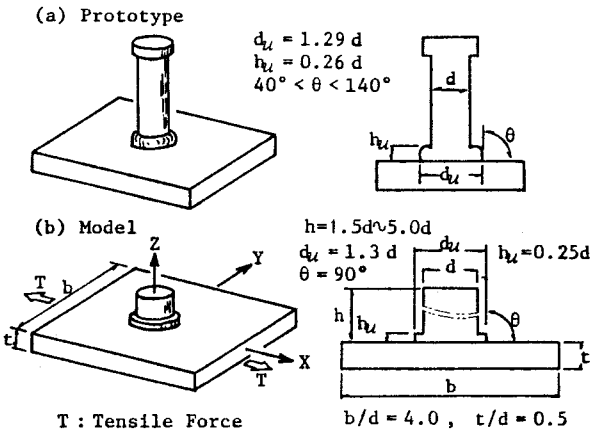
解析用のモデルは主として第３章における実験で用いた試験片を原型として、形状・寸法などをこれに準じて定めた。鋼板に溶接されたスタッドは一般に図－４．２（ａ）のような形状をしており、その余盛形状は溶接方法あるいは溶接条件により大きく左右され、１本のスタッドにおいてさえも、その外周に沿ってかなり変化し一定しないのが普通である。ここでは、サイクアーク方式で溶接されたスタッドについて、その溶接部断面のマクロ写真をもとに、良好な溶接状態にあるものがほぼ同図（ａ）のような形状・寸法をしていることから、同図（ｂ）のような帯板と円柱とからなるモデル化を行った。溶接余盛側面と帯板表面とのなす角度θは応力集中に対し極めて大きな影響をもつと考えられるが、

要素分割上の問題もあり一応$\theta=90°$とすることにした。また、モデルは全体に均質な材料で構成されているものと仮定した。

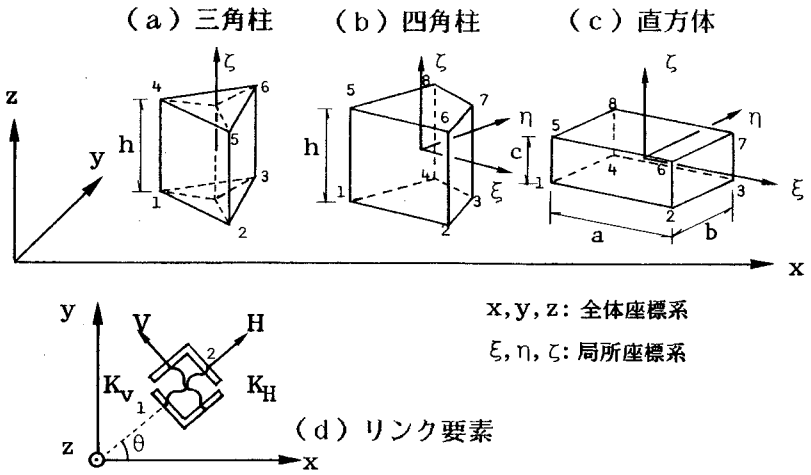
鋼とコンクリートの合成構造を解析する場合には、両者の相対ずれを考慮する必要があり、また、コンクリート内でのスタッドの変形性状を解析する場合、厳密には非線形の接触問題として扱う必要がある。しかし、ここでは簡略的に線形問題としてこれらを近似的に考慮することにし、２節点からなるリンク要素を鋼・コンクリート間の接触面に配置して解析することにした。

（２）有限要素

使用した３次元有限要素は三角柱、四角柱、直方体およびリンク要素である。これらの



図－４．２　スタッドのモデル化



図－４．３　解析に使用した有限要素

要素形状は図－４．３のようであり、その形状関数は次のとおりである［６］。

三角柱１次要素；

$$N_i = \frac{1}{2}(1 + \zeta_k \cdot \zeta) L_i \quad \cdots\cdots (4.1)$$

$(i=1,2,\cdots,6)$
$(k=1,2,\cdots,6)$

ここに、 L_i：三角形における面積座標

$\zeta_1 = \zeta_2 = \zeta_3 = 1$
$\zeta_4 = \zeta_5 = \zeta_6 = -1$

四角柱１次要素および直方体要素；

$$N_i = \frac{1}{8}(1 + \xi_i \cdot \xi)(1 + \eta_i \cdot \eta)(1 + \zeta_i \cdot \zeta) \quad \cdots\cdots (4.2)$$

$(i=1,2,\cdots,8)$

ここに、 ξ_i, η_i, ζ_i：節点ｉにおける局所座標値

リンク要素は２次元の鉄筋コンクリートの解析［７］において、いわゆるボンドリンクと呼ばれている体積の無い剛性のみを有する２つの節点を結合するための要素であり、これを今回の解析に適用できるよう３次元に拡張した。その剛性マトリックスは次のようである。

$$[k] = \begin{bmatrix} k' & -k' \\ -k' & k' \end{bmatrix} \quad \cdots\cdots (4.3)$$

ここに、 $k' = \begin{bmatrix} K_x & 0 & 0 \\ 0 & K_y & 0 \\ 0 & 0 & K_z \end{bmatrix}$

K_x, K_y, K_z：全体座標系（ｘ，ｙ，ｚ）におけるバネ定数

以上、４種類の有限要素についてその剛性マトリックスを陽な形で定式化し、数値計算用プログラムに組み込んだ。

（３）要素分割

解析モデルはその対称性を利用すれば必ずしもモデル全体を解く必要がないため、実際の計算では荷重の与え方によって全体の４分の１あるいは２分の１についてのみ着目することにし、それぞれに対し上記の有限要素を組み合わせて要素分割を行い、対称条件を含む適当な境界条件のもとで解くことにした。

要素分割の基本的な方針としては座標値をすべてスタッド軸部半径ｄ／２で無次元化し、例えば図－４．４に示すようにスタッド軸部、余盛部および鋼板のすべての部分が平面的に見れば同一の分割形状となるようにｘ－ｙ平面に平行な層状分割となるようにした。

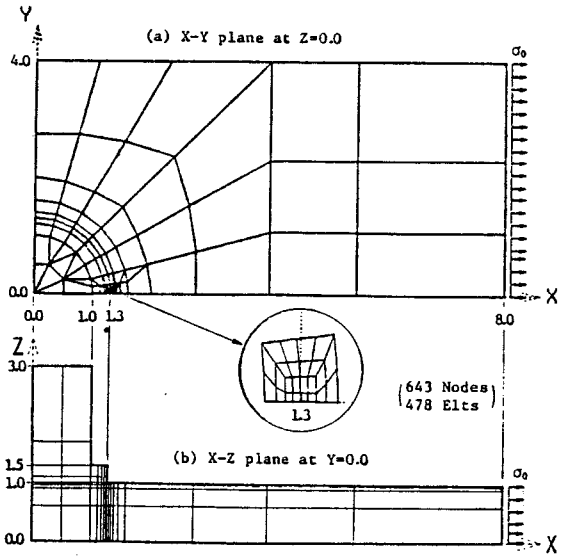
これにコンクリートが加わる場合にはコンクリートをも含めて層状分割とし、さらに、鋼とコンクリートとが接触するスタッド周面および鋼板面ではすべてダブル節点としてリンク要素により結合した。

例えば引張力のみを受ける場合についての解析モデル（図－４．４）において使用した要素の最小寸法は 0.002×0.025 ×0.03であり、最大要素は 2.5×1.072 ×0.6 であった。この要素分割が妥当なものであるかどうかについては多少の疑問も残るが、３次元的な応力集中の傾向などは十分に把握できるものと考え採用することにした。　本来ならば、着目している問題について要素の大きさを種々変えて応力集中の収束状況を見ることにより最終的な要素分割を決定すべきであるが、特に３次元問題の場合には節点数・要素数が３のベキ乗で増加するので計算機の容量および演算時間などの面から大きな制約を受け、十分な要素分割は極めて困難になるものと思われる。

（４）数値計算法

数値計算用プログラムの妥当性はBoussinesqの問題、円孔付き厚板などについて精度照査を行うとともに、次節の実験結果との比較によって確認した。

鋼・コンクリート間を結合するリンク要素の剛性ｋｘ，ｋｙ，ｋｚすなわちバネ定数は予備計算の結果より、両者間にくい込みを生じることなく荷重伝達する場合には１．０×１０^{8} kg/cm^{2} 、両者間にずれまたは離間が生じる場合には１．０×１０^{2} kg/cm^{2} とし、



図－４．４　全体の４分の１についての要素分割例

配置する場所に応じてそれぞれ３方向成分の組合せを変えた。

コンクリートの引張強度は約３０ kg/cm^2 と仮定し、この値を超える引張主応力を受けるコンクリート要素については数値計算上引張りに対する剛性を無視することができないので、計算精度の点から圧縮に対するヤング率の１.００分の１の剛性を仮定した。

連立１次方程式の解法については帯行列に対するガウスの消去法、共役勾配法、外部記憶装置を用いるガウスの消去法あるいはウェーブフロント法［８］などの各プログラムを作成し比較・検討した結果、ここで扱うような３次元問題については共役勾配法あるいはウェーブフロント法が精度的にも優れ、入力データの準備、計算機容量、演算時間などの点でもかなり効率的であることがわかった。このほかユニット分割によるサブストラクチャー法についてもプログラムを作成しその適用を試みたが、今の問題についてはその有効性を見い出せなかった。

なお、数値計算はすべて大阪大学大型計算機センターのＡＣＯＳシステムによったが、最新のＳ１０００シリーズによる演算時間は、例えば総自由度６６０３元の問題について解の収束精度（ノルム）を10^{-6} とした共役勾配法により３５０～８００秒であった（解に対する初期値の与え方によって大きく変動する）。

４．３　スタッド付き鋼板の応力測定試験

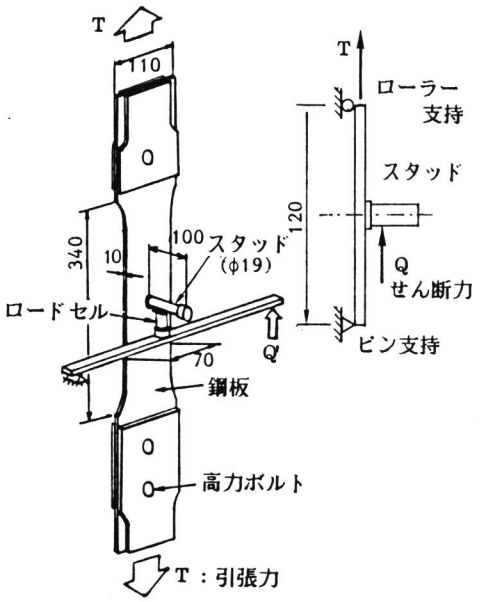
４．３．１　実験の概要

スタッド付き鋼板の応力・変形性状が前節（２）で述べた各種有限要素の組み合わせによる３次元有限要素法で解析可能かどうかを調べるために、引張りとせん断の組み合わせ応力試験とスタッドのせん断試験の２種類の応力測定試験を実施し数値計算結果との比較を行うことにした。以下、前者をケースＡ、後者をケースＢと呼ぶことにする。

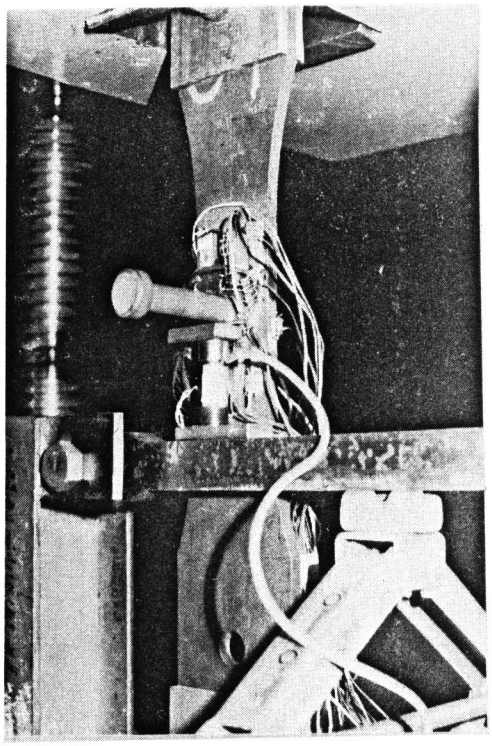
ケースＡの実験目的は鋼板の引張りとスタッドのせん断とが同時に作用した場合のスタッド根元部における鋼板の応力性状を主に調べることである。また、ケースＢではコンクリート中に埋め込まれたスタッドのせん断力による変形性状とともにスタッド根元部における鋼板の応力性状を調べることである。

ケースＡにおける試験片は第３章の疲労試験で用いたものと同じ形状・寸法のスタッド付き鋼板（Ｄ系列に相当）であり、主として鋼板の応力性状に着目するためスタッドの周辺にはコンクリートを打設せず裸のままとして、図－４．５に示すように鋼板の引張り荷

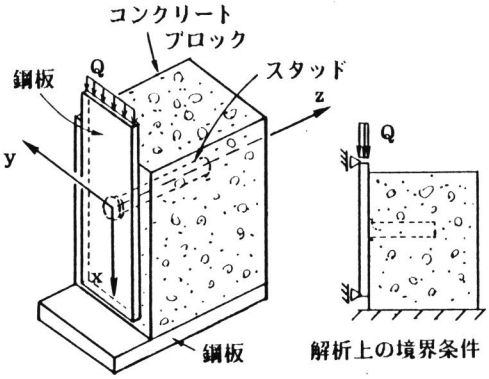
重は万能試験機により与え、かつその状態で機械式ジャッキによりテコを介してスタッド軸部にせん断力を与えた。せん断力の載荷位置は試験装置の都合により鋼板表面より１３㎜とした。ケースＢにおける試験片は疲労試験用のスタッド付き鋼板を適当な長さに切断して、図－４．６のようにスタッドをコンクリートブロックの中に埋め込んだものであり、



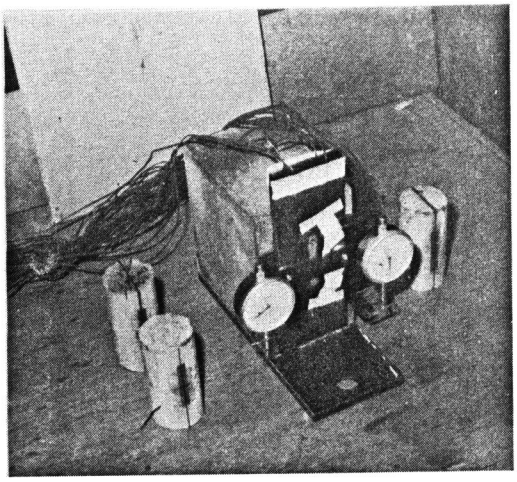
図－４．５　組み合わせ応力試験（ケースＡ）



写真－４．１　組み合わせ応力載荷試験状況



図－４．６　スタッドせん断試験（ケースＢ）



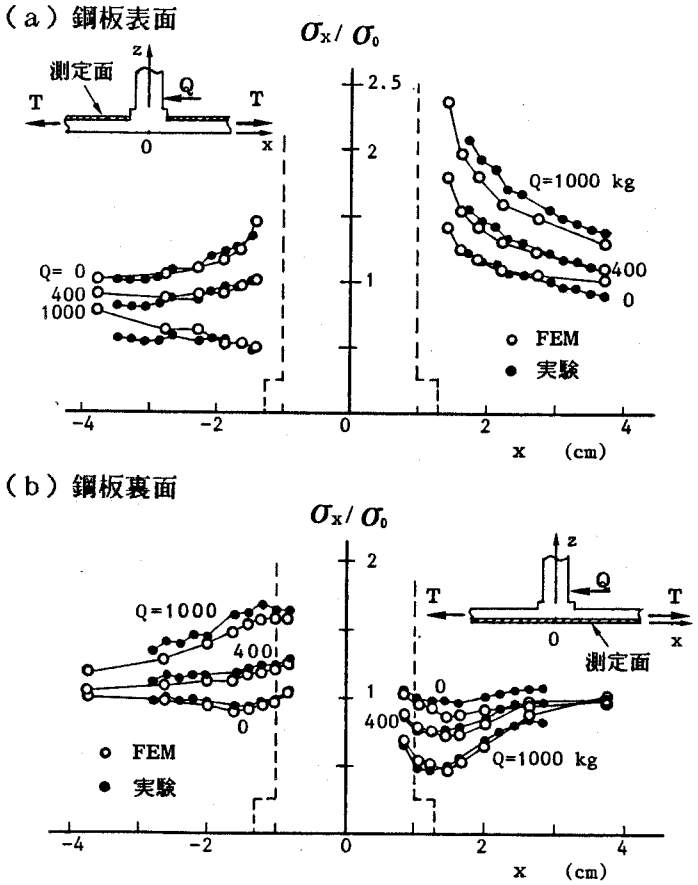
写真－４．２　スタッドせん断試験用供試体

これを万能試験機の載荷板の間に挿入し鋼板上部に与えた荷重がすべてスタッドのせん断のみで伝達されるようにした。

ケースＡおよびケースＢとも試験片のスタッド近傍の鋼板表面および裏面あるいはスタッド軸根元部に、ゲージ長１．３～２㎜のひずみゲージを貼付しひずみを測定するとともに、ケースＢではスタッド位置における鋼板とコンクリートとの相対ずれをダイヤルゲージ（精度１／１０００㎜）で測定した。写真－４．１および４．２に実際の載荷状況あるいは試験体を示す。

４．３．２　試験結果と考察

実験値との比較用計算値はケースＡの場合、図－４．４の要素分割について、鋼板とスタッドは均一な材料（Ｅｓ＝２．１×１０^6　kg/cm^2 ）で構成されていると仮定して算出



図－４．７　組み合わせ応力試験における鋼板のｘ方向応力分布

した。また、ケースBの場合は図－４．４の鋼板にコンクリートをリンク要素で結合した要素分割について、鋼とコンクリートのヤング率をそれぞれ　$E_s = 2.1 \times 10^6$ kg/cm^2、$E_c = 2.3 \times 10^5$ kg/cm^2 として、図－４．６中に示す境界条件のもとで解析した。

（１）組み合わせ応力試験（ケースA）

図－４．７は予め鋼板に引張力Tを１０トン与えた状態で、スタッドにせん断力Qを載荷した時のx方向垂直応力度σxの測定値と計算値の分布状態を応力集中率で比較したものであり、同図（a）は鋼板の対称軸に沿った鋼板表面について、また、同図（b）は同裏面についてのせん断力の大きさによる変化を示す。図において、横軸はスタッド軸中心からの距離xを表わし、縦軸の応力集中率とは任意点xにおける応力度σxを鋼板の平均引張応力度σoで除した値である。

同図（a）においてQ＝０の時、実測値はせん断力の載荷側および非載荷側でほぼ対称となっているが、せん断力が増加すると載荷側での応集中率が全体的に増大し、かつ立ち上がりも鋭くなるのに対し、非載荷側では逆に全体的に減少しピークの消失する傾向が見られる。計算値についてもこれと全く同様の傾向が見られ、また、ピーク値を除けば実験値とも比較的良く一致している。同図（b）の裏面の分布性状については表面と逆の現象が見られるが、全体的な傾向はほぼ同じである。また、表面および裏面ともせん断力が大きくなると計算値と実験値との一致度が少し悪くなるが、これは図－４．５に示すように主として両者における境界条件の相違に起因するものと考えられる。

（２）スタッドせん断試験（ケースB）

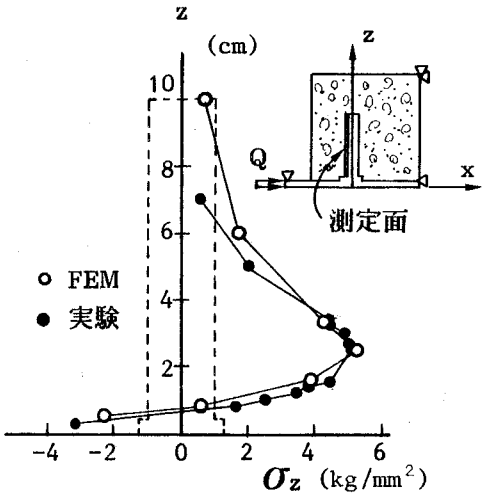
図－４．８はコンクリート内のせん断力非載荷側におけるスタッドの軸方向応力度σzの分布を示したものであり、計算値と実験値はひじょうに良く一致している。この分布形状よりスタッドがコンクリート内で曲げ変形を生じていることがわかり、しかも鋼板表面から軸径の約１．４倍程度上方位置に引張応力が生じ、その大きさが根元における圧縮応力の絶対値よりも大きくなっていることは注目に値する。

図－４．９はスタッド中心を通る断面の鋼板底面のx方向応力度の分布を示す。応力度の大きさおよびピーク位置とも計算値と実験値は良く一致している。スタッドにせん断力が作用すると、それが取り付けられた鋼板は局部変形を生じ、ほぼ余盛直下あたりでピークをもつ応力分布となることがわかる。

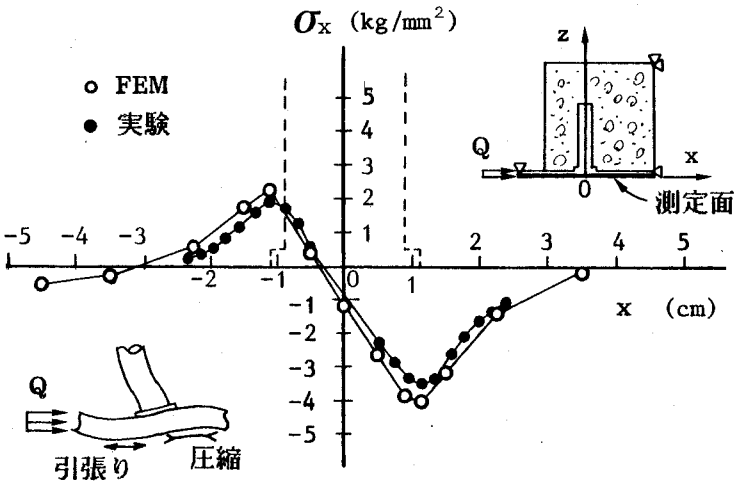
また、スタッド位置における鋼板とコンクリートとの相対ずれ量は、実測値が 0.026mm

であったのに対し同位置における計算値は 0.024mmであった。

以上より、４．２で述べた３次元有限要素法によってスタッド付き鋼板のスタッド根元部における応力性状ならびにスタッドのコンクリート内での変形性状を十分な精度で解析できることがわかった。



図－４．８　スタッドせん断試験におけるスタッド軸部の応力分布



図－４．９　スタッドせん断試験における鋼板裏面の局部曲げ応力分布

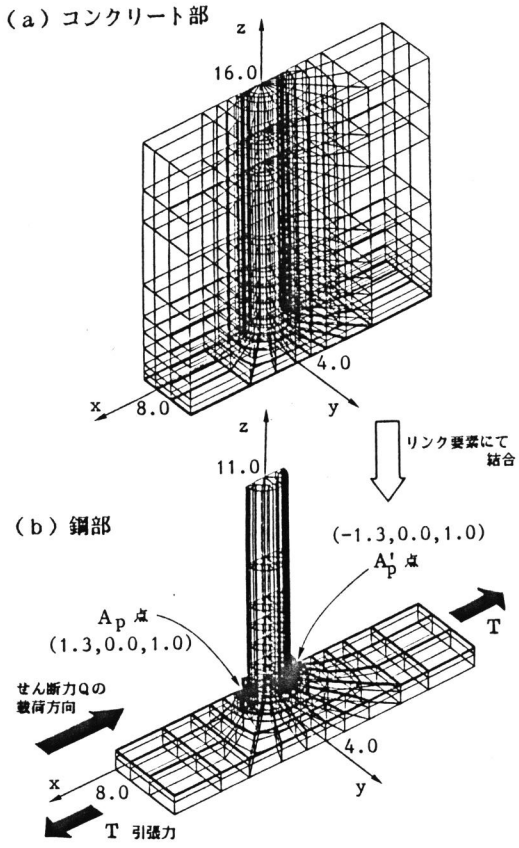
４．４　スタッド根元部の応力状態

４．４．１　鋼板の引張り

第３章での疲労試験片をもとに鋼板の幅、厚さおよび長さを、軸径ｄを基準にして表－４．１のように設定し、２軸対称であるが次節に述べるせん断の場合との関係から全体の２分の１について、スタッド長を５ｄとして、図－４．４に準じて要素分割を行った。表中、Ｔ４０－０５が基本モデルであり、これを中心に鋼板に引張力のみが作用した場合の板厚および板幅による応力集中の変化状況を調べることにした。なお、板厚および板幅を変えても応力集中部周辺の要素分割は常に一定に保つようにした。鋼材のヤング率およびポアソン比はそれぞれ２．１×１０^{6} kg/cm^{2} 、０．３とした。また、この時の立体的な要素分割例を図－４．１０に示す。図中、Ａｐ点あるいはＡｐ′点とは後述するように応力集中の大きくなる点であり、それぞれスタッド余盛止端部のｚ－ｘ平面との交点を指している。

表－４．１　引張りの場合の計算ケース

ケース	板幅 b／d	板厚 t／d	備　考
Ｔ４０－０５	４．０	０．５	基本ケース
Ｔ４０－０２		０．２５	板厚０．５倍
Ｔ４０－１０		１．０	〃　２倍
Ｔ４０－２０		２．０	〃　４倍
Ｔ２５－０５	２．５	０．５	板幅 0.625倍
Ｔ８０－０５	８．０	０．５	〃　２倍



図－４．１０　全体の２分の１についての要素分割例

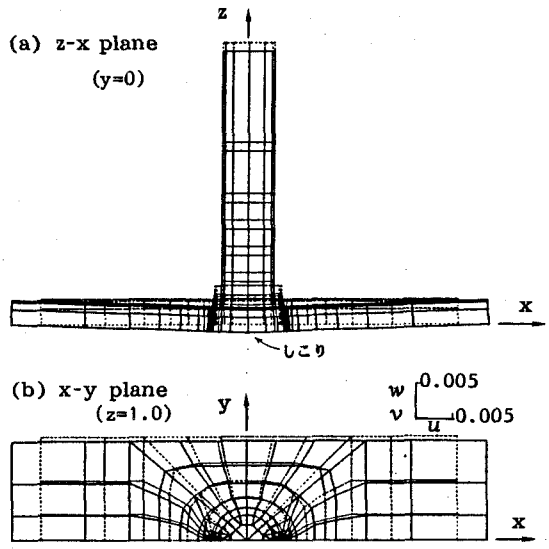
（１）変形性状

基本ケースのＴ４０－０５についての変形状況を図－４．１１に示す。同図（ａ）は対称断面のｚ－ｘ平面における変形を示しているが、スタッドが片側上面に取り付いているため鋼板には中央部付近で若干の曲げが生じ下方に変位している。また、同図（ｂ）と合わせて見ると、スタッド取付部で局所的に断面が大きくなっているためこの部分がいわゆる「しこり」のようになって変形しているのがわかる。

（２）応力性状

図－４．１２にケースＴ４０－０５について、６つの応力成分のＡｐ 点を通るｘ、ｙ、ｚの３方向における鋼板内の応力分布を示す。なお、応力の座標値はすべて鋼板の公称平均応力度σｏ で無次元化した値であり、いわゆる応力集中率を表している。

図においてまず荷重方向の応力成分σｘに注目すると、スタッド余盛止端部の荷重に最も近い位置、すなわちＡｐ 点（またはＡｐ ′ 点）に向かって応力が３次元的に集中していく様子が明確に把握できる。すなわち、同図（ａ）に示すσｘのｘ方向の変化はスタッド軸内部（－１．０＜ｘ＜１．０）では平均応力以下であるが、余盛止端部（ｘ＝１．３）に近づくにつれて徐々に大きくなり、止端部の鋼板側に出た途端に約４．０まで急増する。しかし、これも最大点から離れるにつれてかなり急速に減少し、１．０すなわち軸部の半径ぐらい離れればほぼ平均応力程度になってしまう。また、ｚ方向の変化は同図（ｃ）

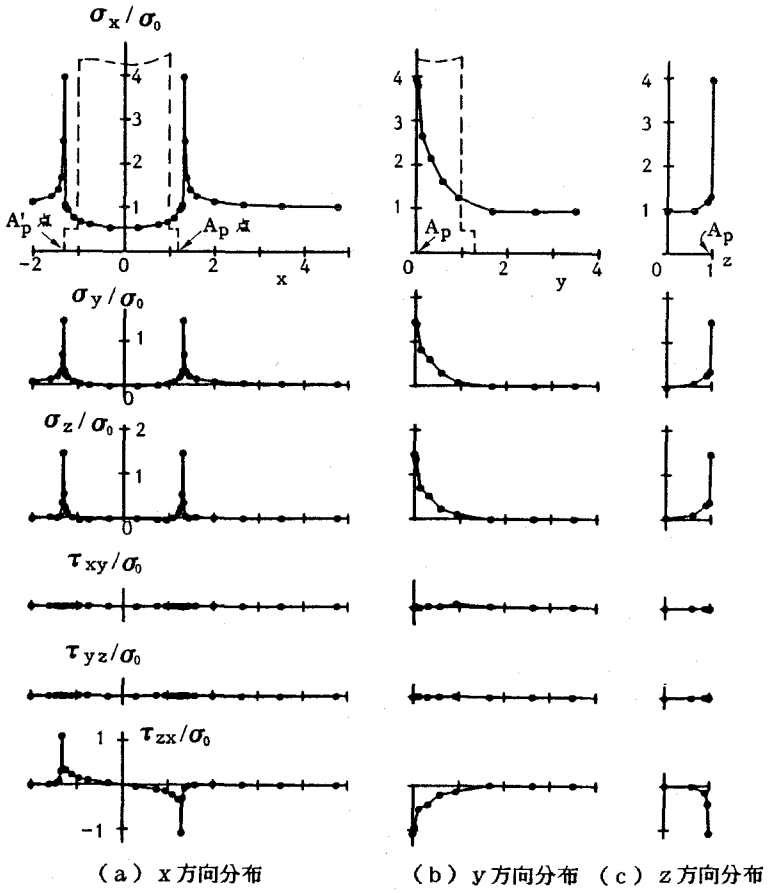


図－４．１１　引張りのみの場合の変形状況（ケースＴ４０－０５）

に見られるように極めて著しく、鋼板のごく上面近く（ｚ＝０．９７～１．０）で急激に増大している。これらに比べると、同図（ｂ）のｙ方向の変化はかなり緩やかであり、最大点から縁端部に向かって徐々に減少し軸径（ｄ＝２．０）程度離れればほぼ平均応力となる。これは余盛部がｘ－ｙ平面内で円形をしており不連続点が無いためである。

次に、他の応力成分に注目すると、σｙおよびσｚについてもσｘと同様の応力集中が見られるが、その大きさは最大点から離れるに従って急速にゼロに減少する。これらの応力集中は、主としてポアソン比の効果によりσｘに付随して局所的に生じたものと考えられる。せん断応力成分のうちτxyとτyzについてはどの方向についてもほぼゼロであった。これに対し、τzxは値そのものは小さいが垂直応力度と同様の応力集中現象が見られた。

これらの結果より、スタッド付き鋼板における応力集中は荷重方向の応力成分σｘが最も卓越しており、これが疲労に対しほぼ支配的な要因となることがわかった。

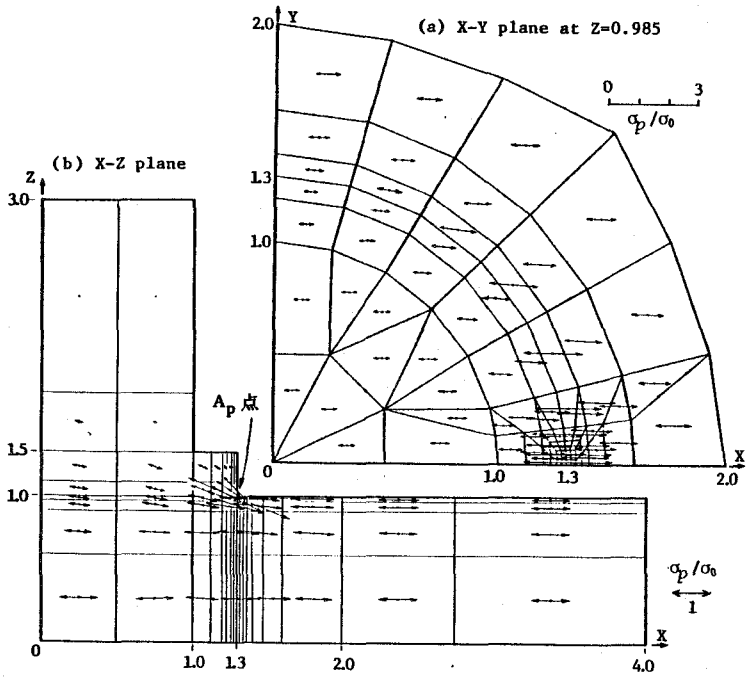


図－４．１２　引張りのみの場合の３方向応力分布（ケースＴ４０－０５）

また、図－４．１３に応力集中部周辺における最大主応力σｐの分布状況を示す。同図（ａ）はｘ－ｙ平面（ｚ＝０．９８５）について切り出したものであり、同図（ｂ）はｚ－ｘ平面のｙ＝０に最も近い要素について描いたものである。同図（ａ）のｘ－ｙ面内における各点の主応力はいずれもｘ軸とほぼ平行であり、スタッド余盛部（ｘ，ｙが１．０～１．３の間）が存在するにもかかわらず、応力の流れはほとんど乱されていない。また、同図（ｂ）のｚ－ｘ面内においては鋼板上面の余盛部の取りついている付近で応力の流れが上向きに変り、余盛部を通ってスタッド軸部内にもわずかながら鋼板の引張応力が流れ込んでいるのがわかる。

以上のように、鋼板内の応力集中の様子が明確になり、これらをスタッド付き鋼板の引張疲労試験結果と照らし合わせてみると、応力集中の最大となる点（ＡｐおよびＡｐ′点）は試験片における疲労亀裂発生位置と完全に一致していることから、スタッド溶接鋼板における疲労強度の低下原因に対し、やはり幾何学的形状の不連続性が大きな影響因子であることが理解できる。

今回の計算ではσｘの応力集中の最大値は要素重心位置で２．５８であり、鋼板表面では３．８９～４．２５もの値が得られた。これらの値は要素分割、特に応力集中付近の



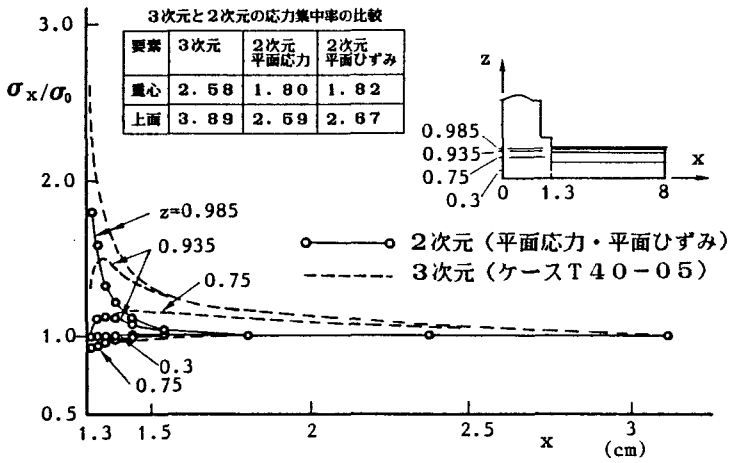
図－４．１３　引張りのみの場合の主応力分布（ケースＴ４０－０５）

要素の大きさに敏感に影響されるため、正確な値を求めるのは困難であるが、一応の目安にはなると考えられる。もし、実際にこのように大きな応力集中が生じているとすれば、スタッド付き鋼板の疲労強度が円孔のある鋼板のそれよりも低いという事実を十分説明できるものと思われる。

（３）２次元的取扱いとの比較

図－４．１について述べたように、スタッド付き鋼板を２次元問題としてとらえることもできるが、その場合の３次元的取扱いとの相違について検討を加えてみた。このため、３次元のｙ＝０なるｚ－ｘ平面（図－４．１（ｃ）の斜線部）に注目し、この断面におけると同じ要素分割（図－４．４（ｂ））を用いて平面応力または平面ひずみとして解析し、σｘの長さ方向の分布を比較したのが図－４．１４である。

２次元の平面応力または平面ひずみとしての解析はほぼ同じ結果が得られ、これを３次元の結果と比較するとｚ方向各層における分布はそれぞれほぼ相似形であるが、上層部（ｚ≧０．７５）における応力値にはかなり大きな差が見られる。特に、応力集中の最大値は図中の表に示すように、３次元の約７０％程度の値しか得られていない。また、応力集中のｘ方向の減少度は３次元に比べて急でありｘ＝１．８程度でほぼ平均応力に等しくなっているのに対し、３次元の場合にはｘ＝１．５位から３．０付近にかけてなだらかに減少している。一般に、応力集中の拡散は３次元的取扱いによる方が速やかであると言われている［９］が、今の場合には逆の現象が見られ、これは主として板幅（ｙ軸）方向の形状変化に起因するものと考えられる。

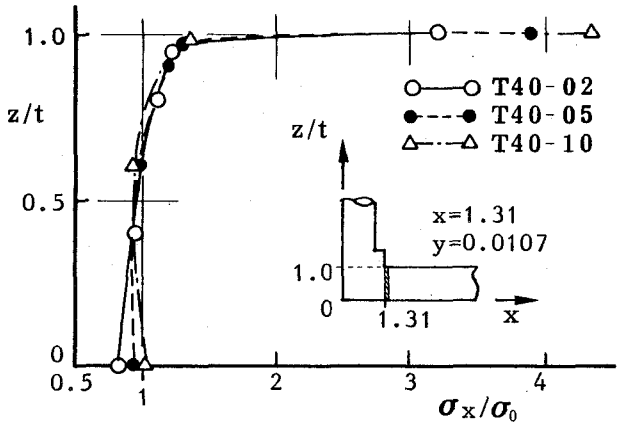


図－４．１４　２次元解析との比較

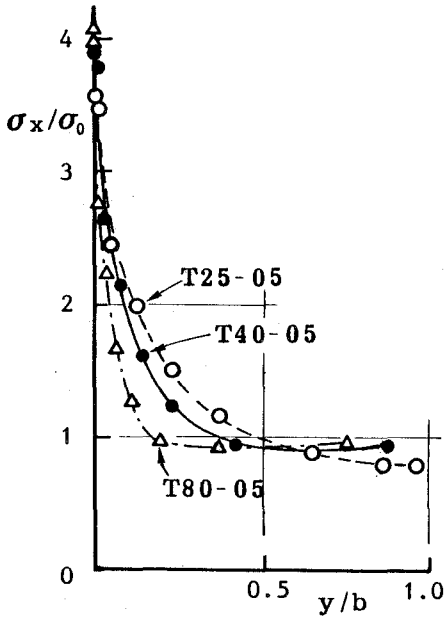
以上のような相違点より判断して、スタッド付き鋼板はやはり３次元問題として取扱う必要があると言える。

（４）板厚および板幅の影響

板厚あるいは板幅を変化させると各応力成分のピーク値はそれぞれ変動するが、分布については図－４．１２に示した基本ケースの場合と相似形であった。



図－４．１５　板厚によるσx 分布の変化



図－４．１６　板幅によるσx の変化

表－４．２　引張りの場合の応力集中率

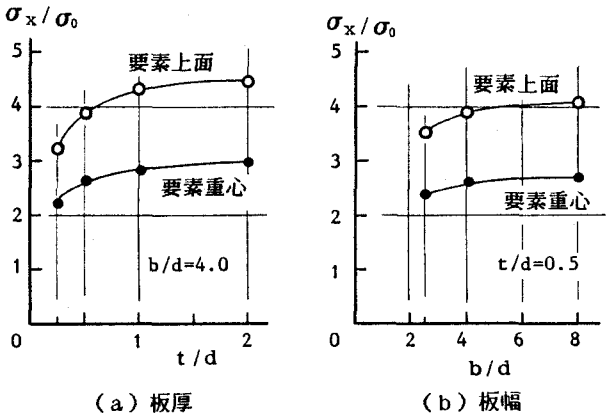
ケース	最大応力集中率 σx／σo		板幅	板厚
	要素重心	要素上面	b／d	t／d
T40－05	2．58	3．89	4．0	0．5
T40－02	2．20	3．22		0．25
T40－10	2．82	4．32		1．0
T40－20	2．98	4．43		2．0
T25－05	2．39	3．57	2．5	0．5
T80－05	2．70	4．08	8．0	0．5

図－４．１５は余盛止端部におけるσｘの厚さ方向の応力分布であり、縦軸は板厚で無次元化した座標値を、横軸は応力集中率をそれぞれ示している。図において、板厚が大きくなるにつれて鋼板表面の応力集中率が高くなり、また、応力集中は板の表面近くだけに生じる傾向が見られる。

また、図－４．１６はσｘの幅方向の分布であり、横軸は板幅で無次元化した座標値をとっている。この図より、板幅が小さくなるにつれてピーク値は減少し、分布形もなだらかになることがわかる。このような性状は有限幅の円孔のある帯板におけるものとほぼ同様である［９］。

表－４．２にσｘの応力集中率について、最大値が得られた有限要素の要素重心と要素上面における値を示し、図－４．１７にはこれらを図化して示す。同図（ａ）から明らかなように板厚が大となるにつれて最大応力集中率は増大するが、ある一定値に収束するようである。また、同図（ｂ）よりスタッド根元部に生じるσｘの最大応力集中率は板幅が大きくなるにつれて増大するが、やはりある一定値に収束するようである。ただし、応力の増加率は板厚の場合よりも若干小さいようである。

なお、いずれにしても収束値そのものについては要素重心と要素上面とで約１．５倍の開きがあり、また、これらも要素分割の大きさによりかなり敏感に左右されるため明言できない。



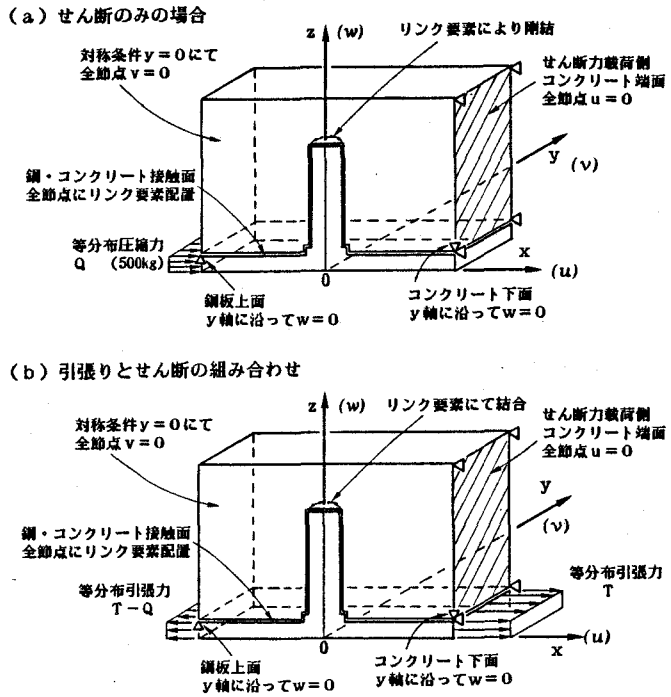
（ａ）板厚　　（ｂ）板幅

図－４．１７　引張りのみの場合の応力集中率の変化

4．4．2　スタッドのせん断

スタッドにせん断力のみが作用する場合には1軸対称問題となるため図－4．10に示したような要素分割を行い、鋼部とコンクリート部との接触節点にはリンク要素を配置し、図－4．18（a）に示す境界条件および荷重条件のもとで解析した。スタッドに対するせん断力の与え方としては鋼板を固定しておきコンクリート部に直接せん断力を載荷することも考えられるが、その場合には作用力の位置および分布状況が不明であるため、図示のようにコンクリート片側端面全部をx方向に固定し、せん断力（いずれの場合も 1000 kg）に等価な等分布圧縮力を鋼板左端面に与える方法を採用することにした。また、実際のスタッドは張り出した頭部を有するが、要素分割の都合上軸径と一致させることにし、引き抜き抵抗および回転拘束はスタッド頂部における節点を剛なリンク要素でコンクリート節点に結合させることにより与えるものとした。

スタッドのせん断における主な影響因子としてはスタッドの軸径、長さに加えスタッドが取り付けられた鋼板の厚さと幅あるいはスタッドの埋め込まれたコンクリートの剛性などが考えられる。ここではこれらの中から板厚、板幅、スタッド長、コンクリートの剛性などに注目して、引張の場合に準じて表－4．3に示すような9ケースについて数値計算



図－4．18　スタッドへのせん断力の載荷方法

を行いスタッドによるせん断力の伝達機構の変化を調べることにした。なお、板厚あるいはスタッド長を変えても応力集中部周辺の要素分割は常に一定に保つようにした。

鋼およびコンクリートの材料特性値はそれぞれＥｓ＝２．１×１０^6 kg/cm^2 、ν ｓ＝０．３およびＥｃ＝３．０×１０^5 kg/cm^2 、ν ｃ＝０．１６７とした。

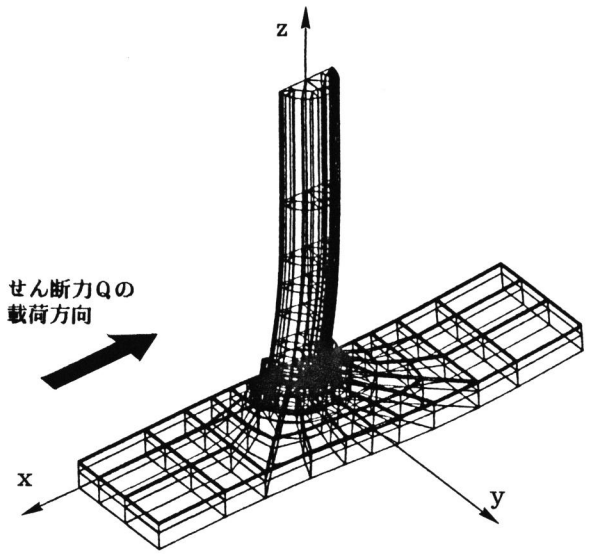
（１）一般的な応力・変形性状

ｉ）変形性状

基本ケースとしたＳ４０－０５について鋼部の変形状態を図－４．１９に、対称断面

表－４．３　スタッドせん断の場合の計算ケース

ケース	板幅 b／d	板厚 t／d	スタッド長 H／d	備　考
S40-05	4.0	0.5	5.0	基本ケース
S40-02		0.25		板厚0.5倍
S40-10		1.0		〃 2倍
S25-05	2.5	0.5		板幅 0.625倍
S80-05	8.0			〃 2倍
S40-05-S	4.0	0.5	2.5	スタッド長0.5倍
S40-05-L			7.5	〃 1.5倍
S40-05-E	4.0	0.5	5.0	Ec=1.4×10^5
S40-05-R				z方向変位拘束



図－４．１９　スタッドのコンクリート内での変形状況

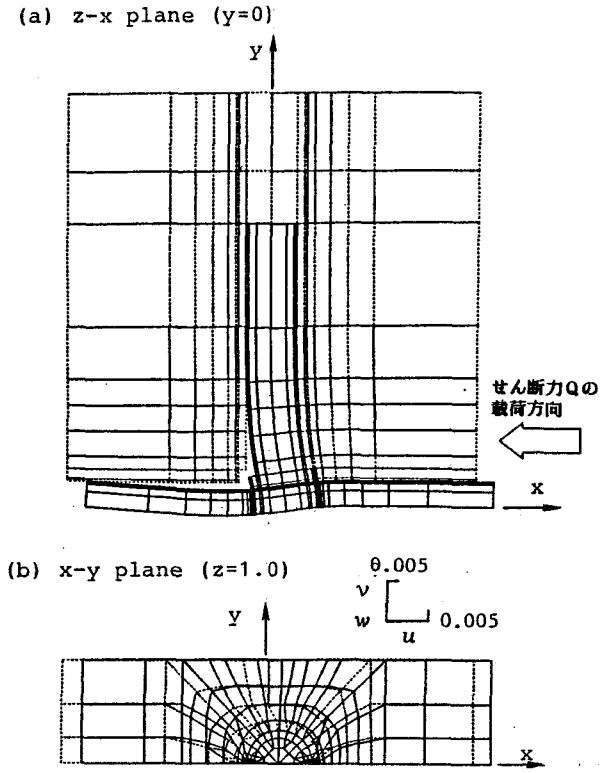
（ｙ＝０のｚ－ｘ平面）および鋼・コンクリート接触面（ｚ＝１．０のｘ－ｙ平面）における各節点の変位を図－４．２０に示す。

図－４．１９において、スタッドはコンクリート内で曲げ変形を生じ、これに伴って鋼板もスタッド根元付近でかなりの局部曲げを受けていることがわかる。これらは図－４．２０（ａ）の断面の変形においてより一層明瞭に確認できる。なお、同図において、せん断力載荷側でコンクリートが鋼部にくい込むことなく支圧され、また、非載荷側ではコンクリートと鋼部との間に離間が生じているのが見られる。さらに、同図（ｂ）の接触面全域にわたり、鋼とコンクリートの節点間でほぼ無理なく相対ずれを生じていることから、今回の解析に用いたリンク要素がほぼ妥当なものであったことがわかる。

ii）スタッドの応力性状

ケースＳ４０－０５のスタッド軸部における曲げ応力σｚとせん断応力τｚｘのｚ方向分布を図－４．２１に示す。σｚは載荷側と非載荷側のスタッド軸表面におけるｚ方向垂直応力度であり、τｚｘは軸部中心４要素の平均せん断応力度である。

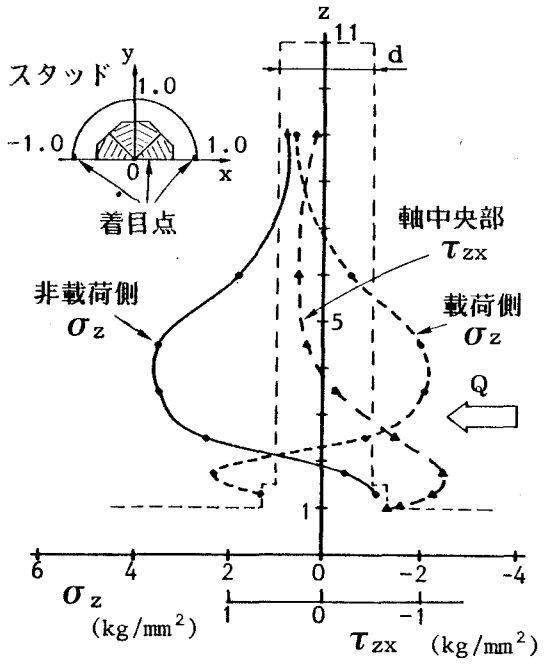
コンクリート内のスタッドは、図－４．１９あるいは図－４．２０（ａ）に示したよう



図－４．２０　せん断のみの場合の変形性状（ケースＳ４０－０５）

に、せん断力の作用する面内（ｚ－ｘ面）で曲げ変形するためせん断力の載荷側と非載荷側では符号反対の曲げ応力度を生じることになるが、解析ではスタッド頭部の引き抜き抵抗を考慮に入れたため軸全長にわたりほぼ一様な引張応力が入り、若干引張側にシフトした曲げ応力分布となっている。特に、非載荷側に注目すれば、余盛部では鋼板による拘束曲げモーメントが作用するため圧縮応力となっているが、軸上方にいくに従って引張側に反転し、板表面から約１．５ｄ付近でピークとなるような分布形となっている。また、せん断応力τｚｘは余盛部から軸部にかけて断面が減少するために境界付近で最大値をもち、上方にいくにつれて減少しσｚのピーク付近でゼロとなり、それ以上では作用方向が反転する。

ところで、４．１で述べたスタッド軸部の押し抜きせん断疲労試験における２種類の破壊形式のうち、板表面からほぼ軸径程度上方の加力反対側に疲労亀裂が生じ軸部が破断する形式の破壊原因は、このσｚが大きな影響をもっているものと考えられるが、今回の計算では若干発生応力度が小さく十分理由づけるに至らなかった。なお、鋼およびコンクリートの局部的な塑性化などを考慮すれば、スタッドの変形が大となり、従ってσｚの値も増大し疲労破壊原因を説明できるものと思われる。



図－４．２１　スタッド軸部の応力分布（ケースＳ４０－０５）

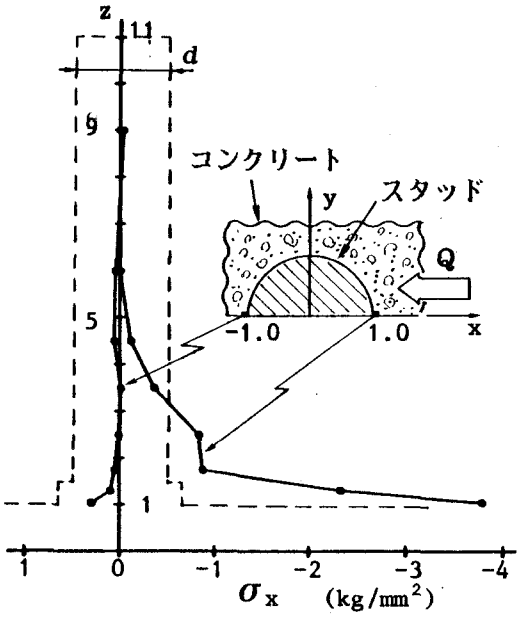
図－４．２２はスタッド軸部と接するコンクリート要素重心におけるσｘのｚ方向分布を示したものである。この分布形はコンクリートの支圧応力分布そのものであるが、スタッドに対するコンクリートの反力分布あるいはスタッドに作用するせん断力の分布とみなすこともできる。せん断力載荷側の支圧応力は余盛部下端で最大値をとり軸上方に向かって急激に減少していき、軸の上部ではごくわずかながら引張応力となっている。余盛部における支圧応力が極めて大きいことからスタッドのせん断力は主として余盛部に集中的に作用することがわかる。

以上より、スタッドは作用せん断力に対し主として軸部の曲げ変形、頭部の引き抜き抵抗および余盛部と軸部のせん断抵抗の３つの応力成分で抵抗していることがわかった。

ｉｉｉ）鋼板の応力性状

図－４．２３にケースＳ４０－０５の鋼板内余盛止端部付近のＡｐ 点を通る３方向における６つの応力成分の分布を示す。各応力値は引張りの場合のように無次元化せず応力度そのもので表示している。これは、せん断応力度に対してはスタッド余盛部断面または軸部断面における平均せん断応力度を基準値に選ぶことができるが、垂直応力度については基準となる応力が存在しないためである。

図において、各応力成分は先述の引張りの場合（図－４．１２）とほぼ同様の性状を示していることがわかる。中でも特に大きな応力集中を生じているのはσｘであり、せん断

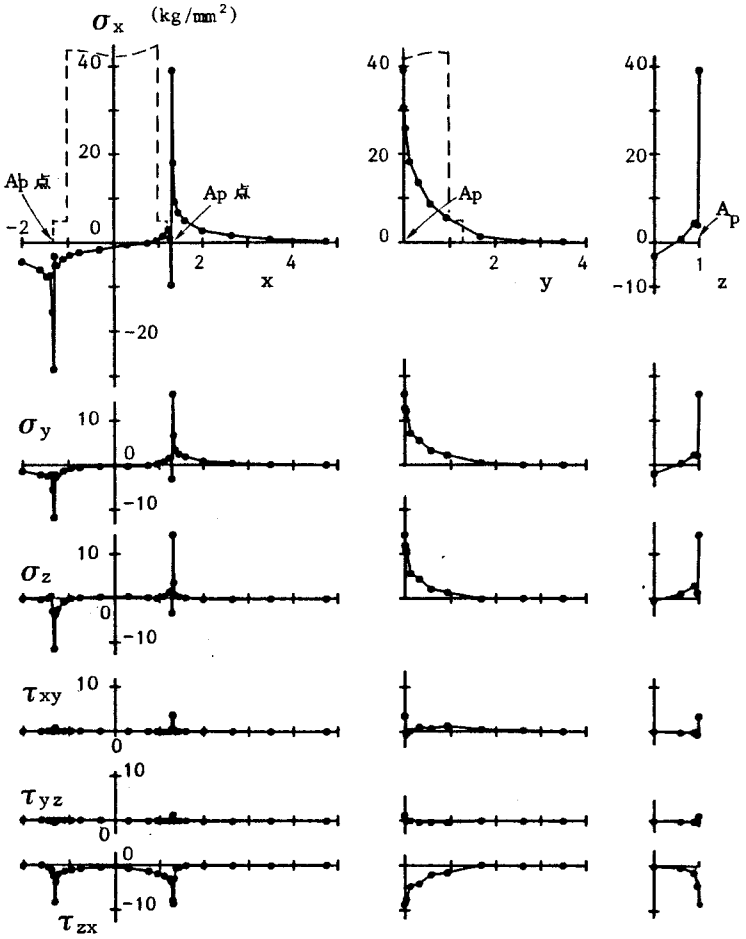


図－４．２２　コンクリートの支圧応力分布（ケースＳ４０－０５）

力の載荷側（Ａｐ点）では引張り、非載荷側（Ａｐ′点）では圧縮の逆対称形をした応力分布となっている。疲労に対し問題となるのは引張りにおける応力集中であり、この最大値はせん断力１トンに対して約４０ kg/mm² もの値となり、これは引張りのみの場合において基準応力度σｏを１０ kg/mm² とした時の応力集中に匹敵するものである。

本問題と類似の表面せん断力を受ける半無限弾性体の場合には荷重の端部でσｘが無限大になると記述されている［１０］ことからも、Ａｐ点あるいはＡｐ′点では幾何学的な不連続性に加えて、力学的にも不連続点となり一種の「重複応力集中」［９］状態となっているためにこのように極めて大きな応力集中を生じたものと考えられる。

σｘの分布形において引張りの場合と明らかに異なる点は基準となる平均応力がゼロであることであり、このため応力変化も大きくなっている。すなわち、引張りのみの場合に



（ａ）ｘ方向分布　（ｂ）ｙ方向分布　（ｃ）ｚ方向分布

図－４．２３　せん断のみの場合の３方向応力分布（ケースＳ４０－０５）

は応力集中による応力変化は不連続部のごく近傍（高々軸径ｄの２分の１程度で板表面付近のみ）に限られていたが、スタッドせん断の場合にはｘ方向およびｙ方向（同図（ｂ））とも軸径ｄの１．０～１．５倍もの範囲に及び、さらに厚さ方向（同図（ｃ））にも表面付近だけでなく局部曲げによりほぼ板全厚にわたって影響を受けていることがわかる。

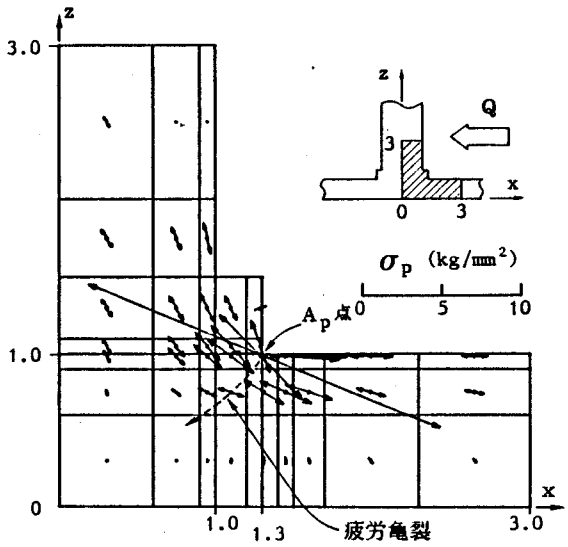
他の応力成分σｙ，σｚ，τｚｘなどの分布性状は引張りの場合とほぼ同様であった。ちなみに、τｚｘについて余盛部断面における平均せん断応力を基準とした場合の応力集中率は約４．５であった。

図－４．２４にｚ－ｘ平面内（ｙ＝０）におけるせん断力載荷側余盛止端部付近の最大主応力の分布を示す。Ａｐ点を中心に鋼板表面からスタッド軸部にかけて引張主応力が発生し、図－４．１３（ｂ）の引張りの場合と明らかな相違が見られるが、応力集中最大点の主応力の方向そのものは引張りの場合とほぼ同じであった。

また、このような主応力の流れから判断すれば、スタッドの押し抜きせん断疲労試験におけるもう一つの破壊形式であるスタッド根元の加力側に疲労亀裂を生じ鋼板母材にクレーター状の痕跡を残して破断する現象についての破壊原因をほぼ説明できるようである。すなわち、図中の破線は疲労試験で観察されるおおよその亀裂の進展経路を示しているが、その方向はこの付近の主応力の流れにほぼ直交するものとなっている。

（２）板厚および板幅の影響

スタッド根元部における鋼板の拘束度の違いによる影響を見るために、表－４．３に示

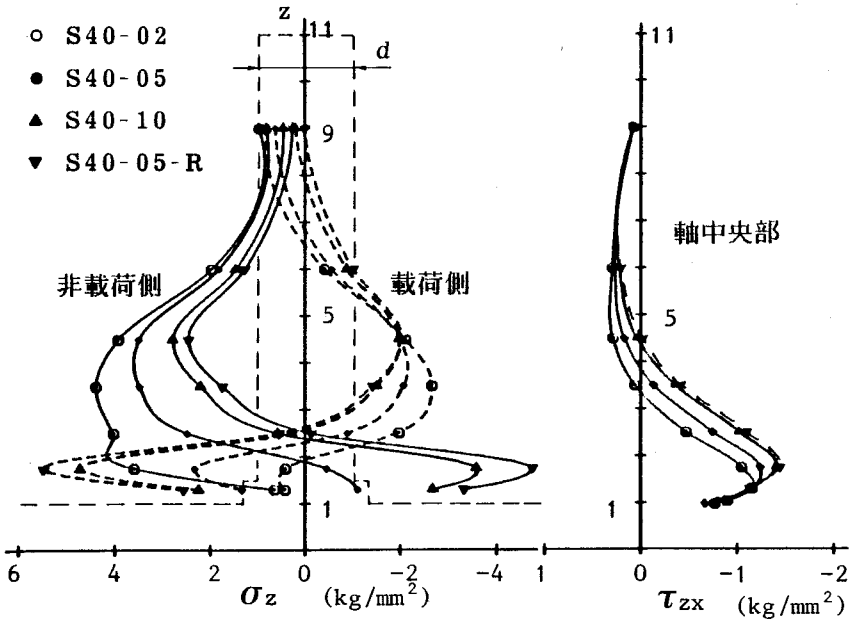


図－４．２４　スタッド根元部の主応力分布（ケースＳ４０－０５）

すごとく、板厚を変えたり（ケースＳ４０－０２あるいはＳ４０－１０）あるいはプレートガーダーのウェブ直上にあるスタッド根元部を想定してスタッド根元部中心の鋼板下面をｘ軸に沿ってｚ方向変位を拘束した場合（ケースＳ４０－０５－Ｒ）について計算を行い、基本ケースＳ４０－０５と比較した結果を図－４．２５に示す。なお、着目応力度は図－４．２１におけると同じである。

σｚの分布においてＳ４０－０２、Ｓ４０－０５およびＳ４０－１０の３ケースを比較すれば明らかに、板厚が大きくなるにつれて根元部の拘束度が増すため余盛部付近の曲げ応力度は増大するが、ｚ＝３．５～４．５にかけてのスタッド軸部のピーク応力はその位置が上方に移動しかつ値も小さくなることがわかる。　また、板厚が小さいと（Ｓ４０－０２）、載荷側と非載荷側の分布は引張り側にシフトした位置でほぼ対称形となっているが、これはスタッド軸部に引き抜き力が作用しているためであり、板厚が大となるにつれて引き抜き力の作用が小さくなってスタッド軸部は曲げのみを受ける状態に近づくことがわかる。この極端な例が鋼板下面のｚ方向変位を拘束したケースＳ４０－０５－Ｒであり、軸中心に関しほぼ対称の分布形となっている。

τｚｘの分布においては余盛部および頭部における値はいずれの場合もほとんど変わらないが、軸部では根元の拘束度が大になるにつれて負担せん断力も大きくなっていることがわかる。



（ａ）曲げ応力　　（ｂ）せん断応力

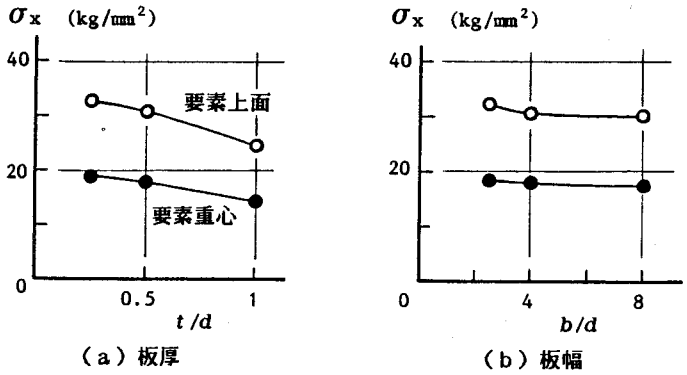
図－４．２５　板厚によるスタッド応力分布の変化

次に、鋼板内の応力度については板厚あるいは板幅を変化させることにより応力集中の最大値は若干変動するが、分布状態そのものは基本ケースとほとんど変わらなかった。そこで、応力集中が最大となる要素に着目し、要素重心と要素上面におけるσxの値あるいは要素重心におけるせん断応力集中率（余盛部断面における平均せん断応力度τ_0を基準応力とする）を全9ケースについて表－4．4に示し、これらのうち板厚および板幅による変化を図－4．26に示す。

図－4．26と図－4．17を比べれば明らかにせん断と引張りとでは変化状況が逆になっていることがわかる。すなわち、せん断では板厚の増加に対し応力集中が減少し、また、板幅についても変化量は少ないが若干減少する傾向を見せている。これはスタッド根元部の鋼板の変形状況から判断すると、薄板あるいは幅の狭い板の場合には局部曲げによ

表－4．4　スタッドせん断の場合の応力集中

ケース	最大引張応力度 $\sigma x,max$ （kg/mm²）		せん断応力集中率 τ_{2x}/τ_0 （要素重心）	板幅 b/d	板厚 t/d	ｽﾀｯﾄﾞ長 H/d
	要素重心	要素上面				
S40－05	17．75	30．65	3．63	4.0	0.5	5.0
S40－02	18．75	32．38	3．58		0.25	
S40－10	14．16	24．55	3．37		1.0	
S40－05－R	15．49	27．00	3．72		0.5	
S25－05	18．49	32．22	3．87	2.5	0.5	5.0
S80－05	17．69	30．29	3．63	8.0		
S40－05－S	18．10	31．25	3．68	4.0	0.5	2.5
S40－05－L	17．46	30．18	3．53			7.5
S40－05－E	19．83	33．32	4．29			5.0



（a）板厚　　（b）板幅

図－4．26　せん断のみの場合の板厚または板幅による応力集中の変化

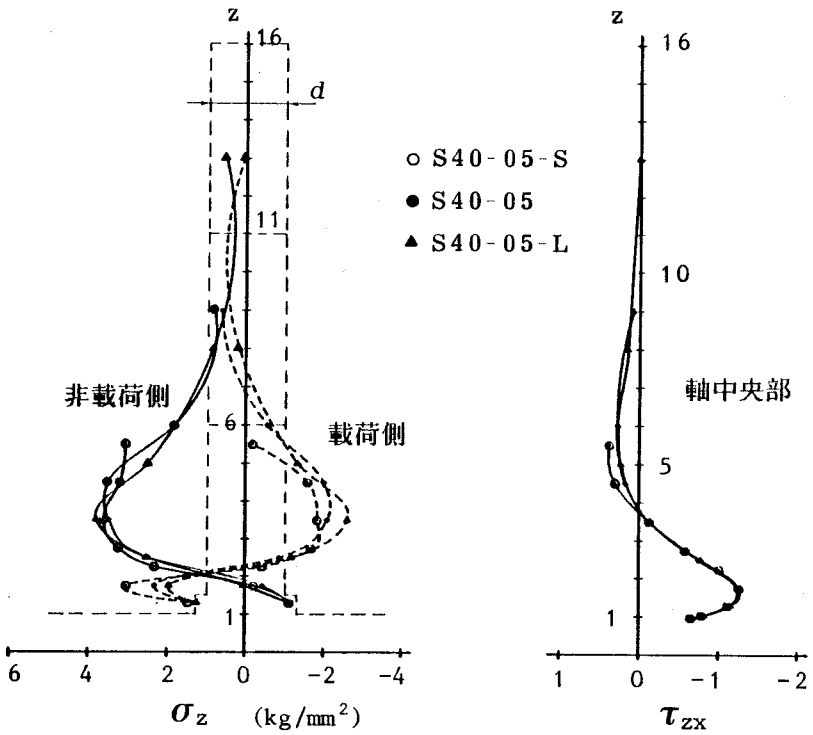
る変形が大きくなることから、直接せん断による垂直応力に加えて曲げによる引張応力が付加されるためと考えられる。

（３）スタッド長あるいはコンクリートのヤング率の影響

図－４．２７はスタッドの長さによるσｚとτｚｘの変化状況を示している。図より、スタッド応力はスタッド長にかかわらず（Ｈ／ｄ＝２．５，５．０あるいは７．０）ほぼ同じ分布性状を示すことがわかる。また、表－４．４より鋼板における応力集中もそれ程大きな変動は見られない。

図－４．２８は、コンクリートのヤング率を約２分の１に変えたとき（ケースＳ４０－０５－Ｅ）の応力分布の変化を示している。ヤング率が小さくなるとスタッドのコンクリート内での変形が容易になるためσｚおよびτｚｘともに増大し、また表－４．４より鋼板におけるせん断応力集中率はＳ４０－０５に比べ約２０％程度増加することがわかる。

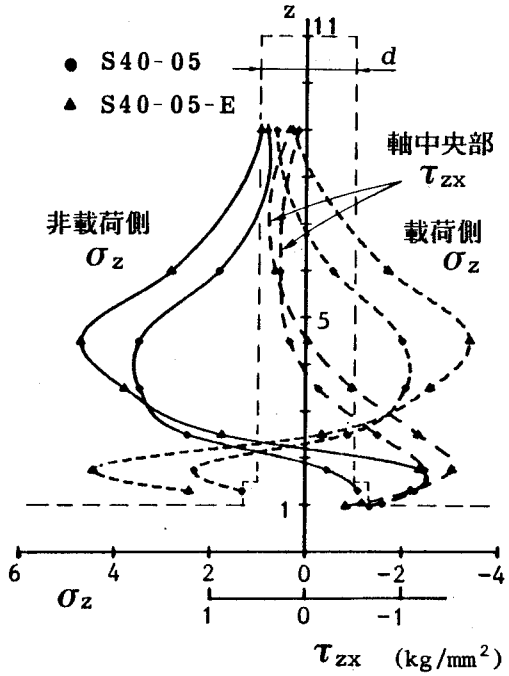
コンクリートのヤング率はその強度と密接な関係があることから、Ｓ４０－０５－Ｅは強度を変化させた場合に相当すると考えれば、これら２つの要因に対する計算結果はスタ



（ａ）曲げ応力　　（ｂ）せん断応力

図－４．２７　スタッド長によるスタッド応力分布の変化

ッドの押し抜きせん断疲労試験結果［１１］、例えば疲労強度はスタッド長には関係しない、あるいは疲労強度とコンクリート強度との間には正の相関関係があるという実験事実に対する一つの説明になり得る。



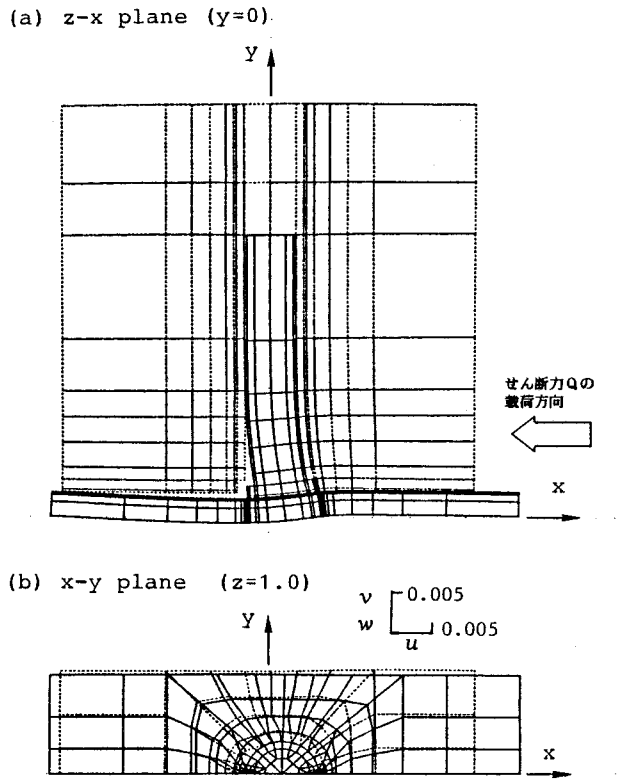
図－４．２８　コンクリートの剛性によるスタッド応力分布の変化

４．４．３　引張りとせん断の組み合わせ

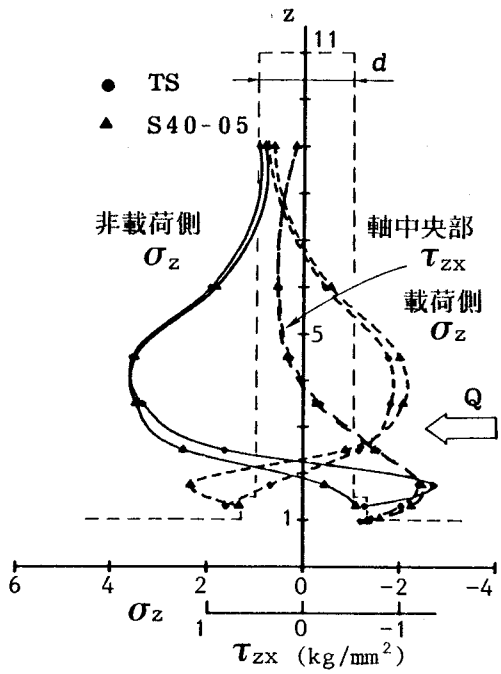
鋼板の引張りとスタッドのせん断とが同時に作用する場合の解析法は前節のせん断のみの場合と本質的に同じであり、全体の２分の１について図－４．１８（ｂ）に示す境界条件および荷重条件のもとで数値計算を行った。すなわち、鋼板の左右両側面に作用させる等分布引張力間にスタッドせん断力に見合うだけの差をつけて鋼板を両側に引張り、左右の力の差がスタッドを介してコンクリートブロックで支えられるようにして組み合わせ荷重を与えた。なお、解析対象は４．４．１あるいは４．４．２で基本ケースに選んだ形状・寸法（ｔ／ｄ＝０．５，ｂ／ｄ＝４．０，Ｈ／ｄ＝５．０）のものに限定し（以下、ケースＴＳと呼ぶ）、要素分割、材料特性なども前節と同じとした。

（１）変形性状

図－４．２９は対称断面および鋼・コンクリート接触面における各節点の変位を示す。



図－４．２９　組み合わせ荷重の場合の変形性状（ケースＴＳ）



図－４．３０　スタッド軸部の応力分布（ケースＴＳ）

同図（ａ）のスタッドの変形状態、せん断力載荷側におけるコンクリートと鋼部との離間などは図－４．２０のせん断のみの場合とほぼ同じであるが、鋼板が左右に引張られて伸びているため同図（ｂ）の接触面における相対ずれは図－４．２０とかなり異なった性状を示している。また、鋼板が緊張されているためスタッド根元部の鋼板の局部曲げ変形はせん断のみの場合に比べ若干小さくなっている。

（２）スタッドの応力性状

スタッド軸部におけるσzとτzxのｚ方向分布を図－４．３０に示す。図中には、図－４．２１に示したせん断のみの場合のケースＳ４０－０５に対する分布をも合わせて示す。

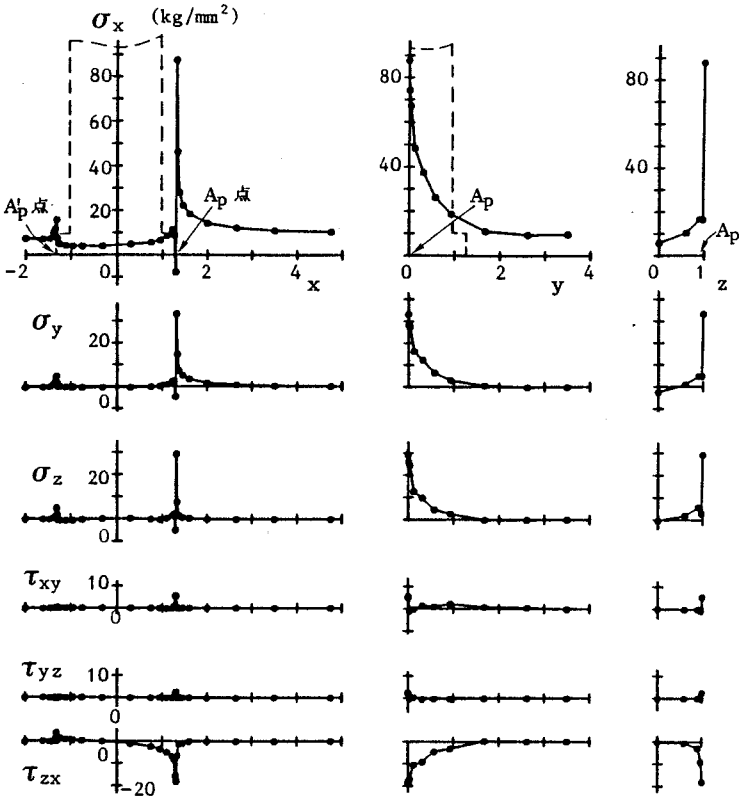
ケースＴＳとＳ４０－０５とを比較すると、τzxについては全長にわたりほぼ一致しているが、σzについてはスタッドの根元付近でかなりの相違が見られる。せん断力の非載荷側（実線）では圧縮応力が増し、逆に載荷側（破線）では引張応力が減少していることから、これは主として鋼板の緊張により載荷側の余盛部をほぼ回転中心として鋼板の局部曲げが若干回復するためと考えられる。このような局部的な相違点を除けば、組み合わせ荷重下におけるスタッドのコンクリート内での応力・変形性状は鋼板に作用する引張応力度の大きさにほとんど影響されないものと判断できる。

（３）鋼板の応力性状

図－４．３１に鋼板内余盛止端部付近のＡｐ点を通る３方向における６つの応力成分を示す。各応力値はすべて鋼板の公称平均応力度σ_0（１０ kg/mm^2）で無次元化した値であり、いわゆる応力集中率を表している。図においてσxに注目すると、先述の引張りのみの場合あるいはせん断のみの場合と同様、せん断力の載荷側（Ａｐ点）で大きな応力集中を生じているが、特にその最大値は前二者に比べてはるかに大きく約９．０近くにも達している。また、ｘ方向の分布形は中心軸に関し非対称で、ほぼ図－４．１２と図－４．２３を重ね合わせたような形状となっており、ｙ方向およびｚ方向についても応力変化が極めて大きくなっている（図－４．３１の縦軸は図－４．１２あるいは図－４．２３の２分の１の縮尺となっていることに注意）。他の応力成分σy，σz，τzxなどの分布性状についても、ほぼ引張りの場合とせん断のみの場合とをそれぞれ重ね合わせた分布形および応力値となっている。

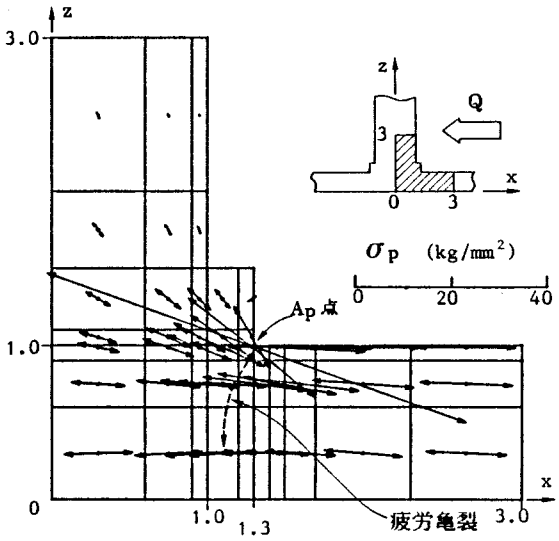
図－４．３２にｚ－ｘ平面内（ｙ＝０）におけるＡｐ点付近の最大主応力の分布を示す。

これもやはり引張りのみの場合（図－４．１３（ｂ））とせん断のみの場合（図－４．２４）とを重ね合わせたような分布性状を示している。すなわち鋼板内の引張応力が



（a）x方向分布　（b）y方向分布　（c）z方向分布

図－４．３１　組み合わせ荷重の場合の３方向応力分布（ケースＴＳ）



図－４．３２　スタッド根元部の主応力分布（ケースＴＳ）

Ap 点近傍でせん断力によりその方向を曲げられ、余盛部から軸部にかけて大量に流れ込んでいく様子が明らかである。なお、応力集中最大点における主応力の大きさは約９．３にもなっているが、その方向は引張りのみの場合あるいはせん断のみの場合とほぼ一致していた。

ところで、スタッド付き鋼板の組み合わせ応力疲労試験における疲労亀裂の発生・進展状況は３．３．２の（４）で述べたように、まず初めにAp 点に疲労亀裂が発生し繰り返し数の増加とともにｙ方向およびｚ方向に進展していったが、特にｚ方向についてはスタッドせん断力が大きくなると、スタッド付き鋼板のＨＡＺに沿って若干スタッド根元部にくい込むように進んでから、鋼板裏面に向って進展していく様子が顕著であった。図－４．３２はこのような破壊状況を十分に説明できるようである。すなわち、図中の破線は実験で観察された疲労亀裂のおおよその進展経路を示しているが、その方向はつねに主応力の流れにほぼ直交するものとなっている。

４．５　結　言

スタッドによる鋼板内の応力集中状態あるいはせん断力の伝達機構を明らかにし、スタッド付き鋼板の引張疲労破壊現象あるいはスタッドの押し抜きせん断疲労破壊現象を説明するために実施した３次元有限要素解析の結果、以下のことがわかった。

（１）　スタッド付き鋼板を解析する場合、外観形状の点から２次元的なモデル化では不十分であり３次元問題として取り扱う必要がある。また、３次元有限要素解析においてリンク要素を用いることにより、鋼・コンクリート間の相対ずれをかなり適確に表現できる。

（２）　鋼板の引張りあるいはスタッドのせん断さらには両者の組み合わせ応力状態のもとにおける応力集中は、いずれの場合も荷重に最も近い余盛止端部の鋼板表面に生じ、その集中度合は荷重方向の垂直応力度成分が最も卓越する。また、この点は荷重状態の異なるいずれの疲労試験においても疲労亀裂の発生位置と完全に一致し、さらにこの点近傍の主応力分布から亀裂の進展経路に対する説明がつく。

（３）　鋼板の応力集中は、引張りのみの場合には板厚および板幅が大となるにつれて増加するが、ある一定値に収束するようである。これに対しせん断のみの場合には逆に若干減少する傾向がみられる。

（4）　せん断による応力集中はスタッドの長さにかかわらずほぼ一定であり、コンクリートの剛性が低下するとその度合が増大する。これらはスタッドの押し抜きせん断疲労試験におけるスタッド長とせん断疲労強度あるいはコンクリート強度とせん断疲労強度の関係に対する一つの説明になり得る。

（5）　スタッドは作用せん断力に対し主として軸部の曲げ変形、頭部の引き抜き抵抗および余盛部と軸部のせん断抵抗の３つの応力成分で抵抗している。

（6）　引張りとせん断とが同時に作用する場合には幾何学的な不連続性と力学的な不連続性との重複状態となり極めて大きな応力集中となるが、ほぼ両者が単独に作用する場合の重ね合わせとなるようである。

参 考 文 献

1）赤尾親助、栗田章光、平城弘一：コンクリートの打ち込み方向が異なるスタッドジベルの押し抜き疲労性状について，土木学会第３４回年次学術講演会講演概要集，pp. １０９～１１０，Ｉ－５５，１９８０－１０.

2）赤尾親助：スタッド合成桁の研究，大阪大学学位論文，昭和３７年３月.

3）奥田秋夫、高島春生、佐藤政勝、間瀬孝一：スタッドジベルの変位の一般式に関する実験的考察，　土木学会第２４回年次学術講演会講演集，Ｉ－１７２，pp. ４７９～４８０，１９６９－９.

4）安楽秀獄、竹本　靖、武田寿一：スタッドジベルの弾塑性解析，大林組技術研究所報，No.１０，pp. ２３～２９，１９７５.

5）Ｏ．Ｃ．ツィエンキーウ゛ィッツ（吉識雅夫、山田嘉昭監訳）：基礎工学におけるマトリックス有限要素法，培風館，１９７９－２.

6）塩屋繁松、川股重也：有限要素法による連続体の解析 ――アイソパラメトリック要素の定式化 ――，日本鋼構造協会第５回大会研究集会マトリックス構造解析法研究発表論文集，pp. ４６～５３，１９７１－６.

7）六車　熙、森田司郎、富田幸次郎：曲げひびわれを生じた鉄筋コンクリートはり材の応力状態と変形に関する研究，日本建築学会論文報告集，第２００号，pp. ２７～３４，１９７２－１０.

8）Hinton, H.and D.R.J. Owen （川端、中沢、内田共訳）：有限要素プログラミング，丸善，１９７９.

9）西田正孝：応力集中（増補版），森北出版，１９７３－７.

１０）Timoshenko, S. & J.N. Goodier ： Theory of Elasticity, Second Edition, McGraw-Hill, p.128, 1951.

１１）前田幸雄、松井繁之、平城弘一： Effects of Concrete-Placing Direction on Static and Fatigue Strength of Stud Shear Connectors, 大阪大学工学報告，Vol.３３，No.１７３３，pp. ３９７～４０６，１９８３－１０.

第５章　スタッド溶接フランジの引張疲労強度の評価

５．１　緒　言

第４章における３次元有限要素解析により、スタッド付き鋼板の疲労強度の低下に対する原因がスタッド余盛部の幾何学的な形状変化によって生ずる応力集中であること、およびスタッドに作用するせん断力の大きさに応じて疲労強度がより一層低下するのは、幾何学的な不連続性に加え力学的な不連続性が重複することにより、余盛止端部付近が極めて大きな応力集中状態となるためであることなどを主として定性的な面について明らかにした。

ところで、実際の桁におけるスタッド溶接フランジの引張疲労強度を推定するに当たり、スタッド付き鋼板による実験結果を適用するには予め両者の関係を明らかにしておかねばならず、そのためには統一した評価方法を確立しておく必要がある。そこで、本章ではスタッドせん断力が鋼板の疲労強度に対しどのような影響をもっているかを定量的に把握することを試み、実際のスタッド溶接フランジに対する引張疲労強度の推定方法について検討を加えることにした。まず、５．２では疲労試験結果を整理するための評価応力とその算定式について述べ、次いで５．３では鋼板のＳ－Ｎ結果についてせん断力の影響を明らかにし、最後に、５．４では桁試験結果について不完全合成理論を用いて亀裂発生点における作用応力度を算出しなおし、Ｓ－Ｎ関係を再整理するとともに、鋼板試験結果との比較を行い両者の相関関係について論じる。

５．２　評価応力

スタッド根元部の疲労亀裂発生位置における応力状態は、４．４で述べたように、いずれの荷重状態のもとでも荷重方向の垂直応力度成分 σx が著しく卓越しているものの、かなり複雑な組み合わせ応力状態にあることがわかった。

文献［１］によると、異種の繰り返し応力が同時に作用し、かつ両者とも同じ位相をもって変動するときの疲労強度は、あたかも同じ組み合わせ応力が静的に作用したときの弾

性破損に対する強度を考える場合と類似の取り扱いができるとしている。この組み合わせ応力下における延性材料の弾性破損に対する降伏条件の代表的なものとして、最大せん断応力説あるいはせん断ひずみエネルギー説など多くの仮説が提唱されているが、ここでは一般に鋼材に対する実験結果との適合性が良いとされている［２］、後者に基づく「相当応力（または等価応力、Equivalent stress ）」を用いて疲労実験結果を整理してみることにした。

すなわち、一般に３次元における相当応力度σe は

$$\sigma_e = \frac{1}{\sqrt{2}}\{(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_2)^2\}^{\frac{1}{2}}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{2}}\{(\sigma_x-\sigma_y)^2+(\sigma_y-\sigma_z)^2+(\sigma_z-\sigma_x)^2 + \frac{1}{6}(\tau_{yz}{}^2+\tau_{zx}{}^2+\tau_{xy}{}^2)\}^{\frac{1}{2}} \quad \cdots\cdots (5.1)$$

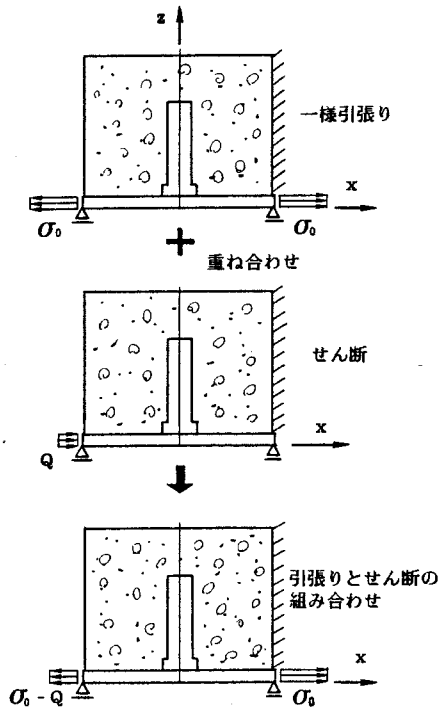
ここに、　σ_1 ，σ_2 ，σ_3 ：主応力度

σx ，σy ，σz ：垂直応力度

τyz，τzx，τxy：せん断応力度

で表わされ、主応力のように「方向」をもたない。

ところで、解析において４．４．３のケースＴＳのように１つのモデルに引張りとせん断とを同時に与えると、各応力成分の中に占めるそれぞれの力による割合を分離することが困難となり、組み合わせ応力集中におけるせん断力の影響を容易に評価することができない。　そこで、簡便的には引張りに対する解とせん断に対する解とを別々に求め、重ね合わせができれば良いわけであるが、それにはケースＴ４０－０５とケースＳ５０－０５のように異なる構造モデルどうしでは不適当であるため、ここでは図－５．１に示すように、引張りに対してもコンクリート部を結合したモデルについて解を求め直し、Ｓ４０－



図－５．１　引張りとせん断の重ね合わせ

０５と重ね合わせることにした。なお、このような方法は厳密には荷重状態によって相対ずれが微妙に変化するため正確ではないが、全体的に弾性問題として扱っていることもあり、近似的にはほぼ満足のいく解が得られるものと思われる。

このように引張りとせん断との重ね合わせが可能であるとすれば、組み合わせ応力状態における相当応力も以下の手順で求めることができる。すなわち、ある着目点について引張りのみまたはせん断のみの場合の各応力成分を、応力集中率と基準応力とを用いて

$$\left.\begin{aligned}\sigma_x^t &= \alpha_x\cdot\sigma_0\\ \sigma_y^t &= \alpha_y\cdot\sigma_0\\ \sigma_z^t &= \alpha_z\cdot\sigma_0\\ \tau_{yz}^t &= \alpha_{yz}\cdot\sigma_0\\ \tau_{zx}^t &= \alpha_{zx}\cdot\sigma_0\\ \tau_{xy}^t &= \alpha_{xy}\cdot\sigma_0\end{aligned}\right\}\qquad\left.\begin{aligned}\sigma_x^s &= \beta_x\cdot\tau_0\\ \sigma_y^s &= \beta_y\cdot\tau_0\\ \sigma_z^s &= \beta_z\cdot\tau_0\\ \tau_{yz}^s &= \beta_{yz}\cdot\tau_0\\ \tau_{zx}^s &= \beta_{zx}\cdot\tau_0\\ \tau_{xy}^s &= \beta_{xy}\cdot\tau_0\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(5.2)$$

ここに、σ_0：引張りのみの場合の基準応力すなわち鋼板断面に作用する公称平均引張応力

α_x，α_y，‥‥，α_{xy}：引張りのみの場合の各応力成分の応力集中率

τ_0：せん断のみの場合の基準応力すなわちスタッド軸部断面における公称平均せん断応力

β_x，β_y，‥‥，β_{xy}：せん断のみの場合の各応力成分の応力集中率

（添字ｔとｓはそれぞれ引張りまたはせん断を意味する）

と表わすと、相当応力はそれぞれの成分どうしを加え合わせて式（５．１）に代入し整理すれば

$$\sigma_e = \sqrt{\alpha^2\cdot\sigma_0{}^2 + \beta^2\cdot\tau_0{}^2 + \gamma\cdot\sigma_0\cdot\tau_0}\qquad\cdots\cdots\cdots\cdots(5.3)$$

ここに、

$$\alpha^2 = \frac{1}{2}\left\{(\alpha_x-\alpha_y)^2 + (\alpha_y-\alpha_z)^2 + (\alpha_z-\alpha_x)^2 + \frac{1}{6}(\alpha_{yz}{}^2 + \alpha_{zx}{}^2 + \alpha_{xy}{}^2)\right\}$$

$$\beta^2 = \frac{1}{2}\left\{(\beta_x-\beta_y)^2 + (\beta_y-\beta_z)^2 + (\beta_z-\beta_x)^2 + \frac{1}{6}(\beta_{yz}{}^2 + \beta_{zx}{}^2 + \beta_{xy}{}^2)\right\}$$

$$\gamma = (\alpha_x-\alpha_y)(\beta_x-\beta_y) + (\alpha_y-\alpha_z)(\beta_y-\beta_z) + (\alpha_z-\alpha_x)(\beta_z-\beta_x) + 6(\alpha_{yz}\cdot\beta_{yz} + \alpha_{zx}\cdot\beta_{zx} + \alpha_{xy}\cdot\beta_{xy})$$

として計算することができる。

次に、この相当応力を求める着目点であるが、疲労亀裂発生位置から考えて当然応力集中が最大となる点すなわち図－５．２中に示すAp 点（ｘ，ｙ，ｚ）＝（1.3，0.0，1.0 ）が考えられる。しかし、この点ならびにこの点を含む要素の各応力成分は有限要素の大きさによって極めて敏感に左右され、また実際の余盛形状（高さ、直径および余盛側面と鋼板とのなす角度など）は極めてばらつきが大きく、局部的な欠陥により応力集中点と亀裂発生点とは必ずしも一致しないと考えられるため、この点を含んだある程度平均的な応力に注目するのが妥当ではないかと考え、ここでは図－５．２に示すように、Ap 点近傍の４つの要素について各応力成分の体積平均値を求めることにした。

具体的な例として、４．４で基本ケースとして選んだｔ／ｄ＝０．５，ｂ／ｄ＝４．０，Ｈ／ｄ＝１．０の場合（ケースＴＳに相当し、疲労試験片の近似モデルである）について有限要素解析を行い、相当応力を算出する式として

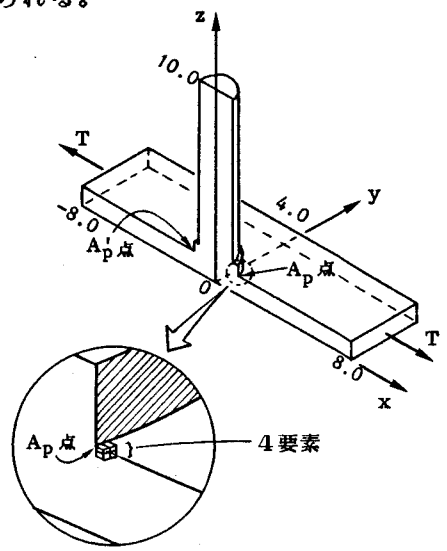
$$\sigma_e = \sqrt{2.174\sigma_0^2 + 5.834\tau_0^2 + 6.521\sigma_0\cdot\tau_0} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (5.4)$$

を得た。

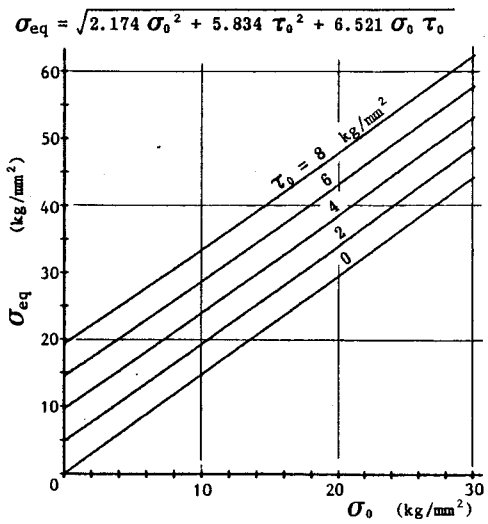
図－５．３はτ_0 をパラメーターとしてσe とσ_0 との関係を図化したものであり、$\tau_0 \neq 0$の曲線群はほぼ直線とみなすことができ、$\tau = 0$の直線にほぼ平行である。従って、式（５．４）の近似式として

$$\sigma e' = \alpha\cdot\sigma_0 + \beta\cdot\tau_0 = 1.47\sigma_0 + 2.42\tau_0 \quad \cdots (5.5)$$

が与えられ、これによれば誤差は最大でも約２％程度であり、実用的には十分であると考えられる。



図－５．２　相当応力度の着目点



図－５．３　式（５．４）による相当応力度

５．３　鋼板試験結果

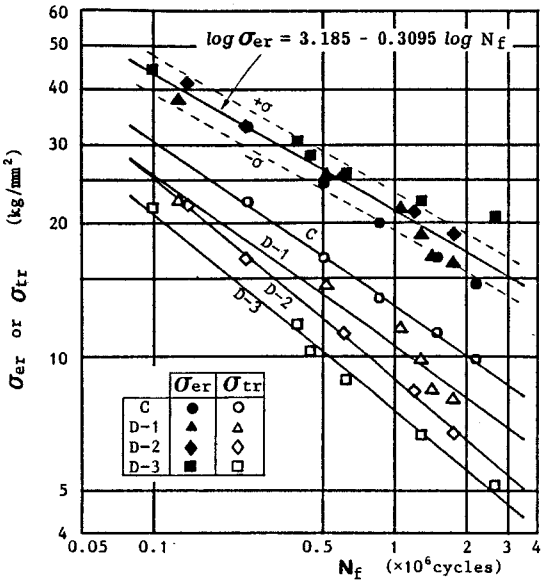
図－３．３～３．５に示した３種の鋼材に対するスタッド付き鋼板の疲労試験結果に、式（５．４）を適用して相当応力範囲σerで整理した点とそれらに対するＳ－Ｎ曲線とを図－５．４～５．６に示す。図中には、比較のために引張応力範囲σtrによる結果をも合わせて示し、同じ形状の黒塗りと中空の各記号はそれぞれ４つの系列（Ｃ，Ｄ－１～Ｄ－３）に対応するものである。また、２本の破線は最小二乗法によるＳ－Ｎ曲線に対するデータのばらつきの範囲であり、それぞれ＋１σおよび－１σを表す。

例えば図－５．４のＳＳ４１鋼材に注目すると、作用せん断力の異なる４つの系列に対する相当応力による整理結果は、繰り返し数の大なる部分で幾分ばらつきが大きくなるもののほとんどのデータが±１σの範囲内に入り、ひじょうにまとまりが良く、極めて良好なＳとＮの相関関係を与えることがわかる。また、図－５．５と５．６のＳＭ５０ＡあるいはＳＭ５８Ｑ鋼材に対しても全く同様な結果が得られたことから、このような相当応力範囲による疲労データの評価は、いわゆる reasonable なものであることが確認できる。

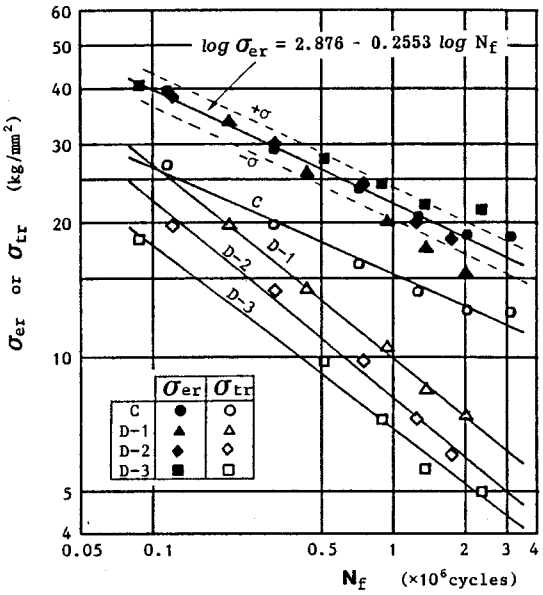
また、３種の鋼材に対する各Ｓ－Ｎ曲線がひじょうに接近しあっていることから、全データを同一のＳ－Ｎ線図上にプロットしたのが図－５．７である。図中のＳ－Ｎ曲線は全データに対するものであり、破線は±１σを１点鎖線は±２σを示している。１００万回以下ではほとんど±１σ以内に入っており、１００万回以上になると多少ばらつきは大きくなるが、それでもほぼ±２σ以内には入っている。このように、全データはやはり良好なＳ－Ｎ関係を形成することがわかる。従って、スタッド付き鋼板の疲労強度は鋼種にかかわらず、ほぼ１本のＳ－Ｎ曲線で表わすことができるようである。

５．４　桁試験結果

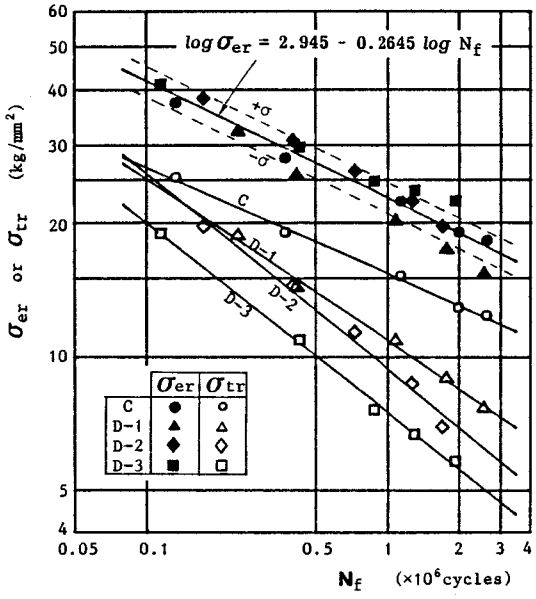
２．３．３において負モーメントを受ける桁の疲労強度について若干触れたが、表－２．７あるいは図－２．１１に示したフランジの曲げ応力度あるいはスタッドのせん断応力度は、いずれも軸方向鉄筋と鋼桁とが完全合成であると仮定するいわゆる鋼断面の考え方に基づいて算出したものであった。しかし、実際には桁のコンクリートにはひびわれが生じ、また若干のずれも測定されたことから、鉄筋と鋼桁との間は不完全合成となっていたものと推定され、桁の疲労強度をより正確に評価するには、第６章で述べる方法により算出するのが良いと考えられる。



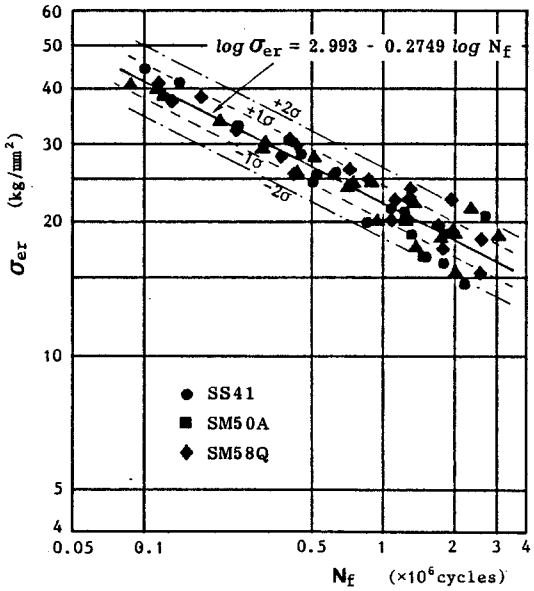
図－５．４　ＳＳ４１の相当応力による
Ｓ－Ｎ関係



図－５．５　ＳＭ５０Ａの相当応力による
Ｓ－Ｎ関係



図－５．６　ＳＭ５８Ｑの相当応力による
Ｓ－Ｎ関係

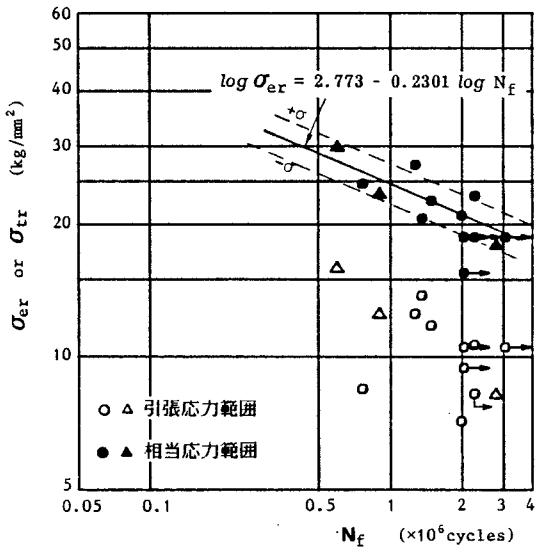


図－５．７　３種の鋼材の相当応力による
Ｓ－Ｎ関係

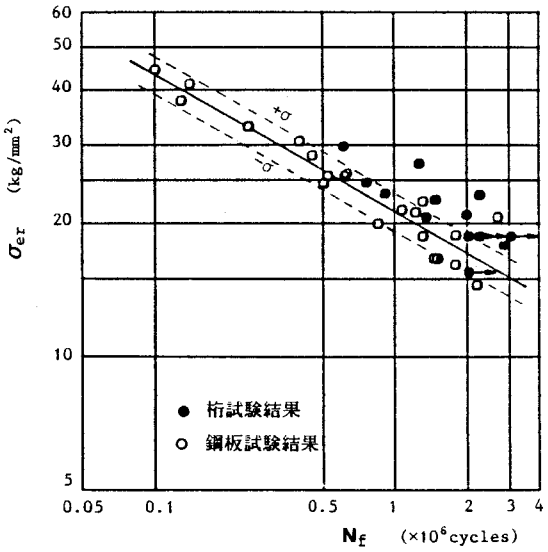
表－５．１　不完全合成理論による試験桁の応力度

試験桁	不完全合成理論			完全合成理論		Nf
	σtr	τr	σer	σtr	τr	(万回)
E1－1	1054	142	1873	1065	386	200→
E1－2	1054	142	1873	1065	386	300→
E2－1－1	1254	385	2726	1253	603	125
E2－1－2	1066	328	2319	1065	513	222.6
E2－2－1	847	528	2470	919	996	75
E2－2－2	717	447	2091	780	845	196
E2－3－1	945	71	1552	986	142	200→
E2－3－2	1381	13	2065	1385	0	133
E3－1	1181	230	2261	1172	499	145.8
E3－2	826	287	1873	906	385	222.7→
H1－1	820	256	1792	772	331	280
H1－2	1248	220	2336	1188	444	90
H1－3	1589	281	2977	1513	565	60

σtr：引張フランジ曲げ応力範囲　（kg/cm²）
τr：スタッドせん断応力範囲　（〃）
σer：相当応力範囲［式（５．４）］（〃）
Nf：フランジ破断繰り返し数　［→：No failure］



図－５．８　不完全合成理論による桁試験結果



図－５．９　相当応力による桁と鋼板（ＳＳ４１）の各試験結果の比較

そこで、Ｅ１～Ｈ１までの計１３体の試験桁について不完全合成理論を適用し、亀裂発生点のフランジ曲げ応力度およびスタッドせん断応力度を求めなおした結果を表－５．１に示す。なお、表中には、式（５．４）による相当応力および完全合成としての値も合わせて示す。不完全合成理論を適用することにより完全合成に比べ曲げ応力度はあまり変化しないが、スタッドせん断応力は８０～４０％程度の値となっている。

図－５．８は不完全合成とした場合の引張フランジ応力度あるいは相当応力度についてプロットしたものである。引張フランジ応力度のみの場合には図－２．１１の完全合成とした結果とほとんど変わらず、相当大きくばらついているのに対し、相当応力度によった場合には多少ばらつきはあるものの、全データはほぼ±１σの範囲内に入りかなりまとまりが良くなって、一応良好なＳ－Ｎ特性が見られるようになる。

また、図－５．９は桁試験結果とＳＳ４１の鋼板試験結果を相当応力度で表してプロットしたものである。両者は試験方法が全く異なるにもかかわらず比較的良く一致している。桁試験結果は鋼板試験結果の分布帯域のほぼ上限付近にばらついており、その分布傾向は鋼板のＳ－Ｎ曲線とほぼ平行となっている。両者の差の原因としてはスタッド根元部の冶金学的性質の相違なども上げられるが、主には疲労亀裂の進展速度の違いによるものと考えられる。すなわち、鋼板試験においては疲労亀裂の進展に伴い断面欠損が比例的に大きくなるため作用応力が次第に漸増していき進展速度も急激に増大していくが、桁試験ではフランジの外側に軸方向鉄筋があり、最後まで有効に働いているため亀裂位置での応力は破断するまでほぼ一定に保たれ進展速度も緩やかであると推定される。

このように相当応力によれば桁試験と鋼板試験における疲労現象を統一的に説明できることがわかった。従って、スタッドの溶接された引張フランジの疲労強度に対し、鋼板試験結果を適用することは若干安全側となり妥当であると言える。

５．５　結　言

桁試験および鋼板試験の二つの異なる試験方法によるスタッド付き鋼板の疲労現象に対し、統一的な解釈を与えるために実施した組み合わせ応力下における疲労強度の評価方法に関する研究の結果、以下のことがわかった。

（１）　鋼板の疲労強度に対する評価応力としては疲労亀裂発生位置近傍における相当応力度が適当であり、本研究で用いた試験体に対してその算定式は式（５．４）で与

えられる。

（２）　相当応力により鋼板試験結果を整理すると、３種の鋼材いずれについてもそれぞれ４段階のせん断力の異なる試験系列をほぼ一つにまとめることができる。

（３）　相当応力によれば、３種の鋼材に対する疲労データはＳ－Ｎ線図上において比較的ばらつきの少ない一つの分布帯域を形成し、鋼種あるいはせん断力の大きさによる差が明瞭でなくなる。

（４）　桁試験結果を不完全合成理論により評価し相当応力によって整理すれば、かなり reasonable なＳ－Ｎ関係が得られる。

（５）　桁試験結果はほぼ鋼板試験結果の上限付近に位置し、両者の間にはかなり良い対応が見られた。

（６）　スタッド溶接フランジの疲労強度を鋼板試験結果から推定することが可能であり、若干安全側の結果を与える。

参 考 文 献

1）日本金属学会強度委員会編：金属材料の強度と破壊，丸善，pp. ３１２～３２２，１９７０－８.

2）Pope, J.A. ：Metal Fatigue, Chapman & Hall, London, PP.24～54, 1959.

3）山田嘉昭：塑性力学，日刊工業新聞社，pp. ４４～５５，１９７４－１１.

第６章　連続形式合成桁の力学的特性

６．１　緒　言

プレストレスしない連続合成桁が示方書［１］に採用されて以後も未解決のまま残されていたスタッド溶接フランジの疲労問題は、前章に述べた手順によれば一応評価できることがわかった。しかし、この構造ディテールは他の溶接継手に比べ疲労強度が低く極めて厳しい条件となるため、中間支点近傍のように大きな曲げとせん断とが作用する領域へのずれ止めの配置は避けた方が良いことは明らかである。また、プレストレスしない連続合成桁の発案当初より、作用モーメントに対する抵抗断面の設計上の考え方から全域合成とすることを前提としていたが、床版のひびわれ性状の点からは断続合成の方が有利であること、あるいは１．２でも述べたように、過去、橘らが断続合成桁の実験結果［２］をもとに「床版構造は連続させておいて、設計計算上ある所で合成と非合成の境界を設けるという設計が妥当なように思う」と示唆していること、さらには、アメリカ合衆国では連続合成桁がＡＡＳＨＴＯの道路橋示方書［３］に採用されて以来一貫して断続合成形式が主流を占めていることなどから、連続形式合成桁の負モーメント域のずれ止め配置については、これまでの全長配置の原則に対し再考の余地があるものと考えられる。

また、第２章の全域合成桁の実験ではずれ止め配置により鋼桁と軸方向鉄筋との合成度合が変わるようであるが、実験結果をより厳密に評価するには不完全合成理論によらねばならない。

以上のような種々の背景から、本章では解析的な面から連続形式合成桁の力学的特性を明らかにすることを試み、力学的に合理的な負モーメント域のずれ止め配置について検討を加えることにした。

従来、合成桁は設計上、床版・鋼桁間に相対ずれが生じないと仮定する完全合成（または剛合成）として、初等曲げ理論により取り扱われてきた。しかし、実際には床版と鋼桁とを結合するずれ止めの剛性は有限であり、両者間に相対ずれが生じる。従って、桁の応力・変形性状を厳密に評価するためには、このずれを考慮に入れて、不完全合成（または柔合成あるいは弾性合成）として取り扱わなければならない。

不完全合成桁の解析は最初 Newmarkら［４］によって行われ、その後、Homberg ［５］、

Heilig［６］、Hoischen［７］、山本［８］、橘ら［９］、Plumら［１０］が同じような考え方に基づいて、それぞれ弾性解を得ている。Newmark らは床版と鋼桁をそれぞれ梁として取り扱い、両者を結合するずれ止めのばね定数を考慮し、初等梁理論を用いて単純合成桁に集中荷重が作用する場合について微分方程式を誘導した。　橘らは連続桁の中間支点付近とそれ以外の部分とでずれ止めのばね定数を変化させて、集中荷重と等分布荷重を受ける場合の解を求めた。　また、電子計算機の発達に伴ない、Dai ら［１１］、Yam ら［１２，１３］、Wuら［１４］は Newmarkの微分方程式を基礎式として、差分法により弾塑性解析を行っている。Dai らは、鋼およびコンクリートを理想弾塑性体と仮定し、ずれ止めの荷重－ずれ曲線を３本の折れ線で近似することにより単純合成桁の弾塑性解析を行っている。Yam らはずれ止めの荷重－ずれ関係を指数関数で表示し、軸力とずれ、およびずれとずれひずみについての２元連立１次微分方程式を予測子－修正子法によって、桁端より逐次積分して、不完全合成の単純桁および連続桁を弾塑性解析した。

一方、有限要素法による不完全合成桁の解析についてはMatlock ら［１５］、Moffatt ら［１６］、浜田ら［１７］、有住ら［１８］および佐々木ら［１９］の各研究がある。Matlock らは床版と鋼桁を梁要素で、ずれ止めをばね要素でモデル化し、各節点で釣合式を誘導して弾性解析している。Moffatt らは長方形平板曲げ要素、基準面からの偏心量を考慮に入れた偏心平板曲げ要素およびずれ止めを表わすためのリンク要素を用いて単純支持合成箱桁の３次元弾性解析を行っている。浜田らは床版と鋼桁をそれぞれ軸力と曲げを受ける独立な棒要素とし、ずれをばね定数で表わして単純桁、連続桁さらには断続合成桁についての弾性解を得ている。有住らの研究は浜田らの解析法を弾塑性状態にまで拡張したものである。佐々木らは床版を平板曲げ要素、鋼桁をずれ止めのばね定数をも含めた棒要素で表わし、さらに横桁の剛性を考慮に入れて不完全合成格子桁橋の弾性立体解析を行っている。

以上、これまでに行われてきた不完全合成桁の各種解法は大きく分けて３つに分類できるが、微分方程式によって厳密解を得るにはその適用範囲が極めて限定され、また有限要素法によれば、特に弾塑性の場合、計算機容量・計算時間が問題となる。そこで本論文では、比較的容易にずれ止めに作用するせん断力が評価でき、また桁の弾塑性挙動を十分精度良く追跡できると考えられる差分法によることにした。

ところで、筆者はこれまで断続合成桁の基本的な構造特性、耐荷力性状などを把握する

ために、二、三の基礎的な研究［２０，２１，２２，２３］を行い、その結果
（１）ずれ止めを配置する合成部の境界付近のずれ止めには非合成区間の増大とともに大きな水平せん断力が集中する現象が見られ、この水平せん断力は大部分が活荷重によって生ずる繰り返しせん断力であるため、疲労によるずれ止めの早期破壊の危険性があること
（２）非合成区間の増大とともに、中間支点付近の曲げ剛性が低下し、たわみなどの変形量が増大すること
などの問題点を指摘してきた。しかしながら、（１）については、非合成区間の長さをどの程度にし、合成・非合成境界部のずれ止めの補強方法をどのようにするか、また（２）については、設計において通常の合成桁のように完全合成として計算できるのかあるいは非合成の重ね梁として計算すべきかといったことが未解決である。本章ではこのうち特に（１）に重点を置いて検討を加え、次章の実験用供試体の設計に対する目安を与えることにする。

６．２　解析方法

６．２．１　概　要

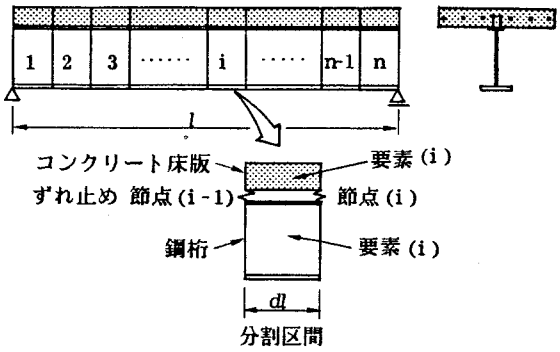
基本的な解法そのものは先述の Daiらによるもの［１１］とほぼ同じであるが、計算時間の短縮と精度向上のために、軸力の収束計算方法を新たに考案し、また単純桁だけでなく連続形式合成桁についても適用できるように発展させた。この結果、本法による計算用プログラムは次のような特長を有する。　（１）単純合成桁および連続形式合成桁について、床版と鋼桁間の相対ずれを考慮した不完全合成解析が可能である。　（２）鋼およびコンクリートを理想弾塑性体とし、ずれ止めの荷重－ずれ関係を折れ線で近似することにより、弾性的な曲げ挙動だけでなく桁断面がほぼ全塑性状態に至るまでの弾塑性挙動を追跡できる。　（３）連続形式合成桁の場合、不完全合成あるいは断続合成など任意のずれ止め配置（ずれ止めの種類とその間隔）を持つ合成桁について解析可能である。　（４）上下フランジおよびウェブ鋼材の降伏応力度が異なるハイブリッド鋼桁を有するハイブリッド合成桁あるいは橋軸方向に変断面となっている合成桁に対しても計算可能である。

ところで、本解析の対象とするのは、図－６．１に示すような鉄筋コンクリート床版（以下、「床版」と言う）と鋼プレートガーダーとをずれ止め（主として、頭付きスタッ

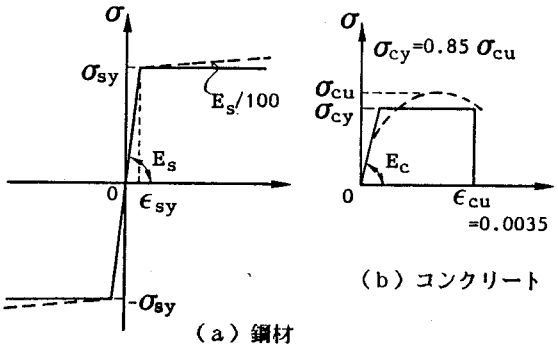
ドを対象とする）によって結合した単純支持あるいは連続支持（主として２径間）の鋼・コンクリート合成桁である。この合成桁を２次元的に取り扱うものとし、橋軸方向に等分割した各分割点に「節点」（実際にはずれ止め位置と一致させる）を設け、また、各分割区間はそれぞれ軸力と曲げを受ける「床版要素」と「鋼桁要素」とからなり、両要素はその両端において、ずれ止めにより結合されているような解析モデルを考える。ずれ止めはバネ定数のみをもつ体積の無い要素とする。各分割区間について、平衡条件と適合条件より軸力に関する線形基礎方程式（差分表示形）を誘導し、これを桁両端における境界条件を考慮に入れて収束計算により軸力分布を決定し、荷重増分法によって弾塑性解析を行うことにした。

以下、本解析における主な仮定を列挙する。

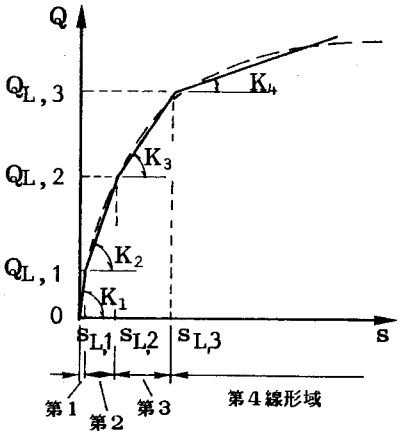
（１）分割区間において、床版および鋼桁における断面のひずみ分布はそれぞれの要素内で三角形分布し、区間内では一定とする。



図－６．１　合成桁の要素分割



図－６．２　鋼およびコンクリートの応力－ひずみ関係



図－６．３　ずれ止めの荷重－ずれ関係

（２）床版および鋼桁は上下に分離することなく等しくたわみ、各分割区間内において同一の曲率を有する。

（３）床版と鋼桁との間の水平せん断力はずれ止めのみによって伝達され、床版・鋼桁接触面の付着あるいは摩擦の影響は無視する。なお、軸方向引張力を受ける床版ではコンクリートにひびわれが生じても水平せん断力はコンクリートを介して鉄筋に十分伝達されるものとする。

（４）鋼およびコンクリートは理想弾塑性体とし、その応力－ひずみ曲線は図－６．２のとおりとする。鉄筋は降伏後Ｅｓ／１００のひずみ硬化を考慮する。コンクリートの引張抵抗力は無視し、床版に軸方向引張力が作用する場合には、軸方向鉄筋のみ有効と考える。また、コンクリートのクリープ・乾燥収縮の影響は無視する。

（５）ずれ止めとしてのスタッドの荷重－ずれ関係は、図－６．３に示すように実際の押し抜きせん断試験結果（破線）とできるだけ合致させるため４本の線分（実線）で近似する。なお、それぞれの線分を荷重の小さい方から、第１、第２、第３および第４線形域と呼ぶことにする。

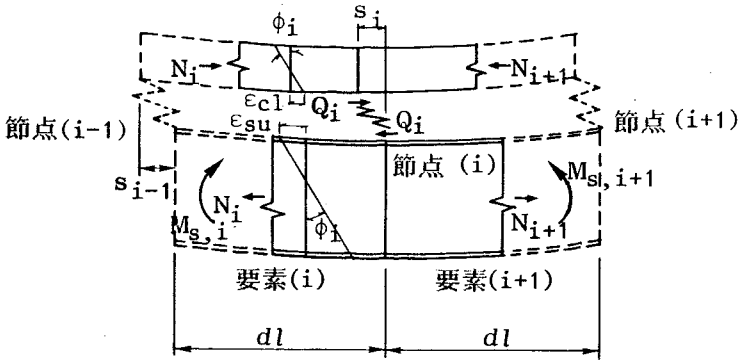
（６）床版の有効幅は荷重の増加によって変化せず一定とする。（断面の高さ方向と橋軸方向の２次元的取り扱いであるため）

（７）せん断力による抵抗曲げモーメントの低下は考慮しない。

（８）座屈などの不安定現象は桁の最終状態に至るまで生じないものとする。

６．２．２　線形基礎方程式の誘導

図－６．４に示すように、第ｉ分割区間の変形後の状態についてみると、材料がすべて



図－６．４　桁要素

弾性状態でかつ両節点（第ｉ－１と第ｉ節点）のずれ止めが第１線形域の場合は以下の関係式が成り立つ。

断面の平衡条件より

$$N_i = N_{si} = -N_{ci} \quad \cdots\cdots (6.1)$$

$$M_i = M_{si} + M_{ci} + N_i \cdot a \quad \cdots\cdots (6.2)$$

$$Q_i = N_{i+1} - N_i \quad \cdots\cdots (6.3)$$

変形の適合条件より

$$dl + \int_i \varepsilon_{cl} \cdot dx + s_i = dl + \int_i \varepsilon_{su} \cdot dx + s_{i-1}$$

したがって

$$s_i - s_{i-1} = \int_i (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{cl}) dx = (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{cl}) \cdot dl \quad \cdots\cdots (6.4)$$

ずれ止めの荷重－ずれ関係より

$$s_i = \frac{Q_i}{n_{D,i} \cdot K_1} = \frac{N_{i+1} - N_i}{n_{D,i} \cdot K_1} \quad \cdots\cdots (6.5a)$$

ここに、 $n_{D,i}$ は第ｉ節点におけるずれ止め本数である。

床版と鋼桁が等しい曲率を有する仮定および式（６．２）より

$$\frac{M_{si}}{E_s \cdot I_s} = \frac{M_{ci}}{E_c \cdot I_c} = \frac{M_{si} + M_{ci}}{E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c} = \frac{M_i - N_i \cdot a}{E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c} \quad \cdots\cdots (6.6)$$

初等梁理論および式（６．６）より

$$\varepsilon_{su,i} = \frac{\sigma_{su,i}}{E_s} = \frac{N_i}{E_s \cdot A_s} + \frac{M_{si} \cdot y_{su}}{E_s \cdot I_s}$$

$$= \frac{N_i}{E_s \cdot A_s} + \frac{(M_i - N_i \cdot a) y_{su}}{E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c} \quad \cdots\cdots (6.7a)$$

$$\varepsilon_{cl,i} = \frac{\sigma_{cl,i}}{E_c} = -\frac{N_i}{E_c \cdot A_c} + \frac{M_{ci} \cdot y_{cl}}{E_c \cdot I_c}$$

$$= -\frac{N_i}{E_c \cdot A_c} + \frac{(M_i - N_i \cdot a) y_{cl}}{E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c} \quad \cdots\cdots (6.7b)$$

したがって、式（６．４）に式（６．５ａ）、（６．７ａ）、（６．７ｂ）を代入すれ

ば、軸力に関する線形基礎方程式が得られる。

$$\frac{N_{i+1}}{n_{D,i}\cdot K_1\cdot dl} - \left\{\frac{1}{n_{D,i}\cdot K_1\cdot dl} + \frac{1}{n_{D,i-1}\cdot K_1\cdot dl} + \frac{1}{E_s\cdot A_s} + \frac{1}{E_c\cdot A_c} + \frac{a^2}{E_s\cdot I_s + E_c\cdot I_c}\right\}\cdot N_i + \frac{N_{i-1}}{n_{D,i-1}\cdot K_1\cdot dl} = \frac{M_i\cdot a}{E_s I_s + E_c I_c} \quad \cdots (6.8a)$$

なお、上式において、 $n_{D,i} = n_{D,i-1}$ とおいたものは、Newmark ［4］の誘導した微分方程式を差分表示したものに等しい。

基本的には、式（6．8ａ）と両桁端における境界条件を用いて三重対角行列となるｎ元の連立方程式を解けば、全節点における軸力が求まることになる。

6．2．3　ずれ止めおよび材料の非線形性に対する修正方法

（1）ずれ止め

第ｉ節点のずれ止めが第１線形限界を越えた場合、式（6．5ａ）は図－6．5を参照して次のように修正できる。

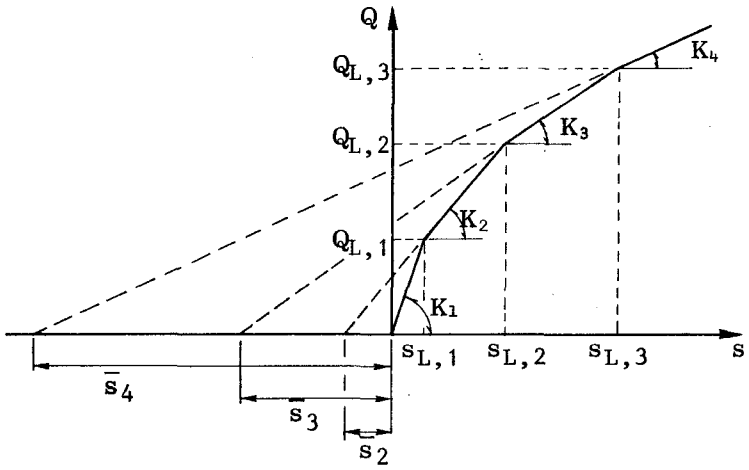
$$s_i = \frac{Q_i}{n_{D,i}\cdot K_j} \mp \bar{s}_j = \frac{N_{i+1} - N_i}{n_{D,i}\cdot K_j} \mp \bar{s}_j \quad (j=2,3,4) \quad \cdots\cdots (6.5b)$$

ここに、 $\bar{s}_j \left(= \frac{Q_{L,j-1}}{K_j} - s_{L,j-1}\right)$ は第ｉ節点のずれ止めに関する修正量であり、式（6．5ｂ）におけるこの項の正負は、 Q_i の正負と逆である。ただし、ｊはずれ止めの線形域を表わす。

したがって、式（6．8ａ）も次のように修正できる。

$$\frac{N_{i+1}}{n_{D,i}\cdot K_j\cdot dl} - \left\{\frac{1}{n_{D,i}\cdot K_j\cdot dl} + \frac{1}{n_{D,i-1}\cdot K_1\cdot dl} + \frac{1}{E_s\cdot A_s} + \frac{1}{E_c\cdot A_c} + \frac{a^2}{E_s\cdot I_s + E_c\cdot I_c}\right\}\cdot N_i + \frac{N_{i-1}}{n_{D,i-1}\cdot K_1\cdot dl} = \frac{M_i\cdot a}{E_s\cdot I_s + E_c\cdot I_c} \pm \bar{s}_j \quad (j=2,3,4) \quad \cdots (6.8b)$$

式（6．8b）における $\bar{s}_j$ 項の正負は、 Q_i の正負と一致する。第（i－1）節点のずれ止めが第1線形限界を越えた場合も同様の修正が行える。



図－6．5　ずれの修正量

（2）材料

断面のひずみ分布は、材料が弾性状態の場合、式（6．7a）と（6．7b）からもわかるように、軸力および外力モーメントの線形関数で表わすことができるが、材料の一部が塑性化したりまたは床版がひびわれると非線形関数となり、一意的に定まらなくなる。そこで、この場合は式（6．4）と（6．5a）から直接誘導される次式を用いる。

$$\frac{N_{i+1}}{n_{D,i}\cdot K_1\cdot dl} - \left(\frac{1}{n_{D,i}\cdot K_1\cdot dl} + \frac{1}{n_{D,i-1}\cdot K_1\cdot dl}\right)\cdot N_i + \frac{N_{i-1}}{n_{D,i-1}\cdot K_1\cdot dl} = (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{cl})_i \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (6.8c)$$

ここに、右辺の $(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{cl})_i$ は、第i分割区間における床版下縁と鋼桁上縁とのひずみ差であり、いわゆる「ずれひずみ」と呼ばれるものである。ところで、このずれひずみは軸力と外力モーメントの関数であるが、軸力は式（6．8a）～（6．8c）の従属変数であり未定である。したがって、ずれひずみもまた未定である。このため、実際の計算では、まず軸力を外挿法により予想し、この軸力と外力モーメントとに釣り合うずれひずみを次項の手法により求め式（6．8c）を決定する。

材料およびずれ止めが共に弾性限界を越えた場合は、前項および本項の方法を組み合わせた修正ができることは明らかである。

（3）ひずみ分布の決定方法

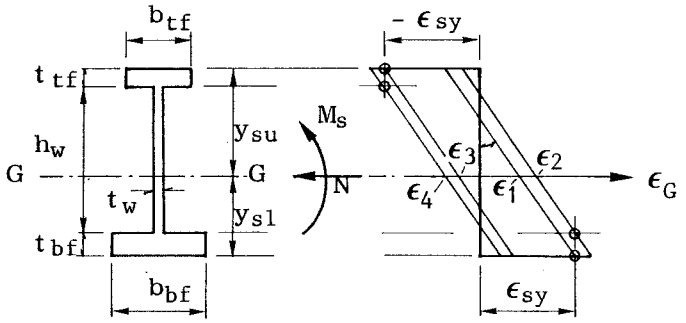
材料の一部が弾性限界を越えた場合、ひずみ分布は軸力および外力モーメントの非線形関数となり、また、応力分布との対応が一意的でなくなる。このため、軸力と外力モーメントとから直接ひずみ分布を決定することが困難となる。

そこで、本法では、次のような手法によることにした。

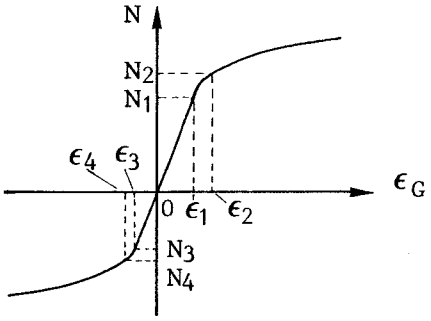
（i）まず、ある荷重段階における曲率を予想する。

（ii）床版断面と鋼桁断面のそれぞれに対して予想曲率と作用軸力のもとでのひずみ分布および分担抵抗モーメントを求める。

（iii）床版と鋼桁の分担抵抗モーメントから合成断面の全抵抗モーメントを求め、これが外力モーメントと一致していれば、このときのひずみ分布が作用軸力および外力モーメン



（a）断面のひずみ分布



（b）軸力と重心ひずみとの関係

図－6．6　鋼桁における軸力と重心ひずみとの関係

トに対応するものとなる。もし、両者に許容値（計算軸力と仮定した作用軸力との誤差が１％以内）以上の差があれば、予想曲率を修正し上記の過程を繰り返す。

ところで、（ii）において予想曲率と作用軸力とから、床版断面および鋼桁断面のひずみ分布あるいは分担抵抗モーメントを求める場合も両者の関係は一意的に定まらない。したがって、これに対処するには、いくつか考えられるひずみ分布と曲率・軸力との関係式を予め求めておきそれぞれに曲率・軸力を逐次代入するという方法［１１］、あるいは断面を高さ方向に分割して数値積分を用いる方法などがある。しかし、前者の方法では若干一般性に欠け、さらに負モーメントの作用あるいはハイブリッド断面の場合に対応できず、また、積分法では計算時間、精度などの点で不利である。そこで、本解析では予想曲率と作用軸力との関係から、ひずみ分布および抵抗モーメントを直接求めるという方法を新たに考案した。

すなわち、例えば鋼桁断面について正の曲率が与えられた場合、その断面の抵抗軸力Ｎと断面重心におけるひずみの大きさ　ε_G　との関係は図－６．６（ｂ）に示すように、重心ひずみの大きさにより式の形は変化するが、単調増加の連続した一つの曲線で表わすことができる。この曲線の一般形は

$$N = E_s \cdot A_s \cdot \varepsilon_G + P_1 \cdot f_1(\varepsilon_G) + P_2 \cdot f_2(\varepsilon_G) + P_3 \cdot f_3(\varepsilon_G) + P_4 \cdot f_4(\varepsilon_G) \quad \cdots (6.9)$$

ここに、

$$\left.\begin{array}{ll}
f_1(\varepsilon_G) = 0.5 \cdot (\varepsilon_G - \varepsilon_1)^2 \cdot b_{bf}/\phi & , \quad \varepsilon_1 = \varepsilon_{sy} - \phi \cdot y_{sl} \\
f_2(\varepsilon_G) = 0.5 \cdot (\varepsilon_G - \varepsilon_2)^2 \cdot (b_{bf} - t_w)/\phi & , \quad \varepsilon_2 = \varepsilon_{sy} - \phi \cdot (y_{sl} - t_{bf}) \\
f_3(\varepsilon_G) = 0.5 \cdot (\varepsilon_G - \varepsilon_3)^2 \cdot b_{tf}/\phi & , \quad \varepsilon_3 = -\varepsilon_{sy} - \phi \cdot y_{su} \\
f_4(\varepsilon_G) = 0.5 \cdot (\varepsilon_G - \varepsilon_4)^2 \cdot (b_{tf} - t_w)/\phi & , \quad \varepsilon_4 = -\varepsilon_{sy} - \phi \cdot (y_{su} + t_{tf}) \\
P_1 = \begin{cases} 0 & (\varepsilon_G \leqq \varepsilon_1) \\ -1 & (\varepsilon_G > \varepsilon_1) \end{cases} , \quad P_2 = \begin{cases} 0 & (\varepsilon_G \leqq \varepsilon_2) \\ 1 & (\varepsilon_G > \varepsilon_2) \end{cases} & \\
P_3 = \begin{cases} 0 & (\varepsilon_G \leqq \varepsilon_3) \\ 1 & (\varepsilon_G > \varepsilon_3) \end{cases} , \quad P_4 = \begin{cases} 0 & (\varepsilon_G \leqq \varepsilon_4) \\ -1 & (\varepsilon_G > \varepsilon_4) \end{cases} &
\end{array}\right\} \quad (6.10)$$

これより、ϕが与えられた場合の作用軸力Ｎに対する重心ひずみ　ε_G　が一意的に決定でき、したがってひずみ分布が決定できる。

同様に分担抵抗モーメントについても、一般形として次のように表わすことができる。

$$
\begin{aligned}
M_s = E_s \cdot I_s \cdot \phi &+ P_1 \cdot f_1(\varepsilon_G) \cdot \{y_{s1} - (\varepsilon_G - \varepsilon_1)/(3\phi)\} \\
&+ P_2 \cdot f_2(\varepsilon_G) \cdot \{y_{s1} - t_{bf} - (\varepsilon_G - \varepsilon_2)/(3\phi)\} \\
&+ P_3 \cdot f_3(\varepsilon_G) \cdot \{y_{su} - (\varepsilon_G - \varepsilon_3)/(3\phi)\} \\
&+ P_4 \cdot f_4(\varepsilon_G) \cdot \{y_{su} + t_{tf} - (\varepsilon_G - \varepsilon_4)/(3\phi)\} \qquad \cdots\cdots\cdots (6.11)
\end{aligned}
$$

ここに、 $f_1(\varepsilon_G) \sim f_4(\varepsilon_G)$ および $P_1 \sim P_4$ などは式（６．１０）による。

これらの関係は、曲率が負の場合あるいは床版断面についてもほぼ同様に求まり、さらにハイブリッド断面についても拡張可能である。

６．２．４　数値計算手法と計算例

（１）計算手法

６．２．２と６．２．３の方法によって、ある荷重段階において第２分割区間から第(n－1)分割区間に対して基礎方程式（６．８）が決定でき、境界条件 $N_1 = N_n = 0$ を加えて軸力に関するｎ元連立方程式が組み立てられ、したがって全区間の軸力が求められる。これらを式（６．３）および式（６．５）～（６．７）に代入すれば、各ずれ止めに作用するせん断力、ずれ量および分割区間内のひずみ分布、曲率が得られる。荷重増加途中、ひびわれあるいは塑性化の生じた分割区間では、６．２．３（２）による修正を行い、さらに連続桁では曲げ剛性の変化により適宜中間支点反力を修正しながら収束計算を進めていくことになり、これらの数値計算用プログラムのフローチャートを図－６．７に示す。

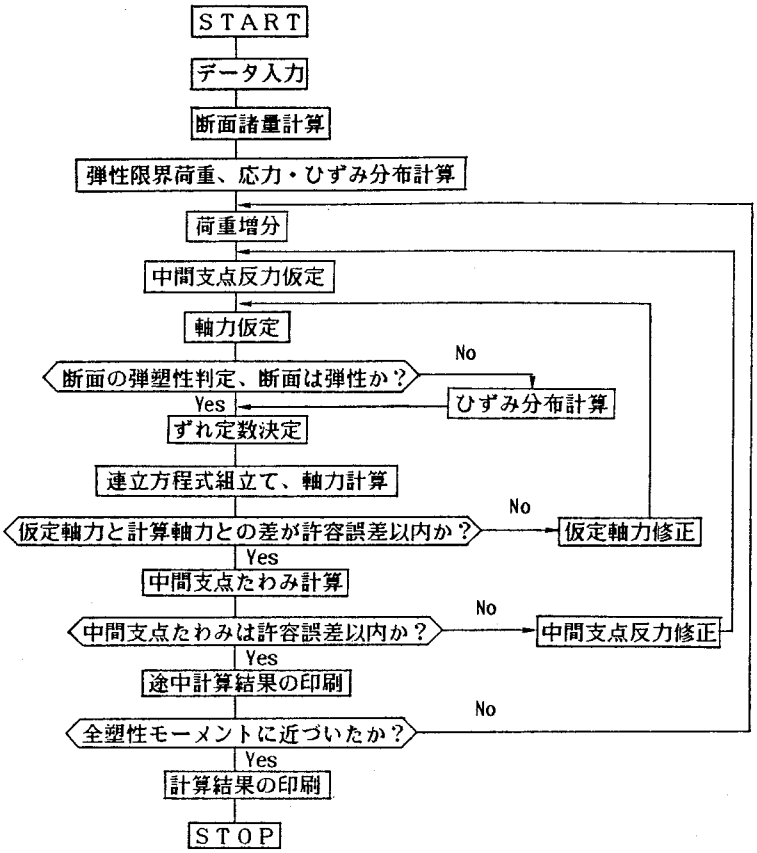
なお、断続合成桁を解く場合、非合成区間にはずれ止めが配置されておらず、軸力が一定となる。したがって、式（６．３）と（６．５ａ）において、

$$Q_i = N_{i+1} - N_i = 0 \ , \quad n_{D,i} = 0$$

より $s_i = 0 \div 0$ となり、ずれが不定となるため基礎方程式を決定することができない。そこで、実際の計算では非合成区間にもごくわずかのずれ止めが配置されているものと仮定して（ピッチ５０００cm程度に相当）解くことにした。

（２）数値計算例

本解析方法の基本的な考え方およびそれに基づく数値計算用プログラムの妥当性を照査するために、既往の実験結果［２４］あるいは数値計算結果［１２，１３，１８］との比較・検討を行った。



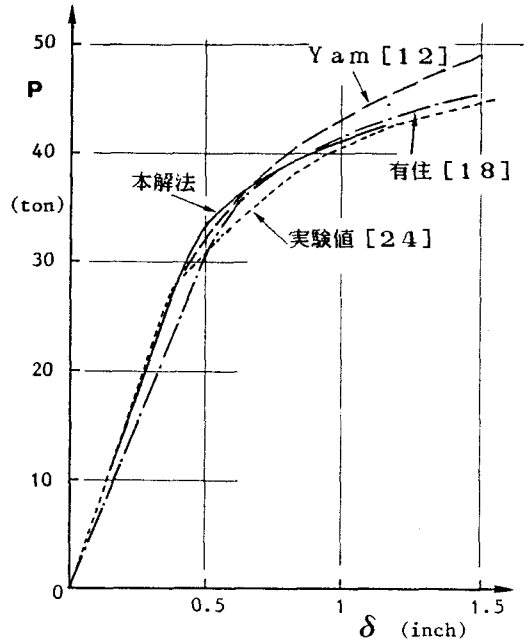
図－６．７　計算プログラムのフローチャート

表－６．１　照査用計算データ

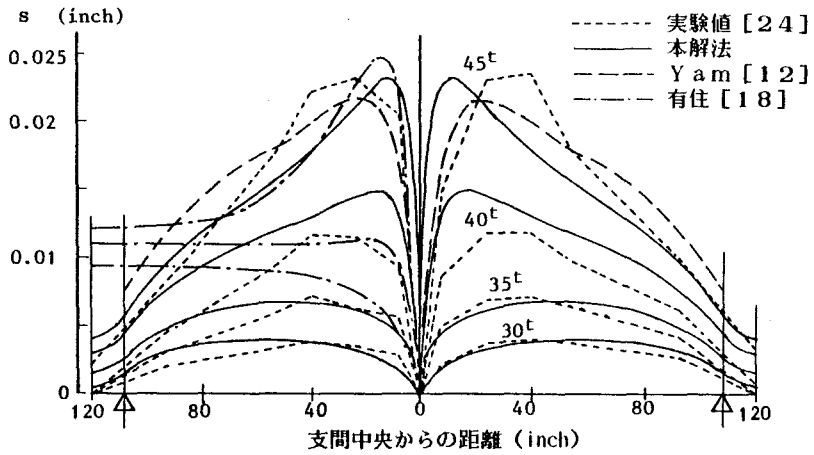
項　目	Case－A （単純桁［24］）	Case－B （2径間連続桁［13］）
支間長	18ft	2@11ft
床版　幅×厚 ｺﾝｸﾘｰﾄ　強度 ﾔﾝｸﾞ係数 軸方向鉄筋断面積 降伏点	4ft × 6 in. 4740 lb/sq.in. 1662.5 ton/sq.in. —— ——	2ft × 2.375 in. 6900 lb/sq.in. 1787.7 ton/sq.in. 0.69 sq.in. 20.8 ton/sq.in.
鋼桁　サイズ 降伏点 〃 ﾔﾝｸﾞ係数	12 in.×6 in.×44 lb/ft 19.2 ton/sq.in.(ｳｪﾌﾞ) 16.15ton/sq.in.(ﾌﾗﾝｼﾞ) 13300 ton/sq.in.	6 in.×3 in.×12 lb/ft 19.5 ton/sq.in. (ｳｪﾌﾞおよびﾌﾗﾝｼﾞ) 13400 ton/sq.in.
スタッド 間隔（2本1組） ずれ定数 K_1 K_2 K_3 K_4 Q_1 Q_2 Q_3	φ1/2 in.×2 in. 4.75 in.（等間隔） 38.2×10^5 lb/in. 7.64×10^5 2.32×10^5 0.827×10^5 2866 lb 5732 10030	φ3/8 in.×2 in. 5.74 in.（全長等間隔） 61.5×10^5 lb/in. 2.50×10^5 8.83×10^5 0.862×10^5 4000 lb 6000 6750

数値計算例として、Balakrishnanらが単純合成桁について行った実験結果［２４］とYam らが解析対象に選んだ２径間連続合成桁についての実験結果［１３］の２ケースを選び、それらの断面寸法・材料定数などを表－６．１に示す。

ケースＡについての計算結果を図－６．８と６．９に示す。図中には、Yam ら［１２］および有住ら［１８］による計算結果をも合わせて示す。荷重－たわみ曲線については、



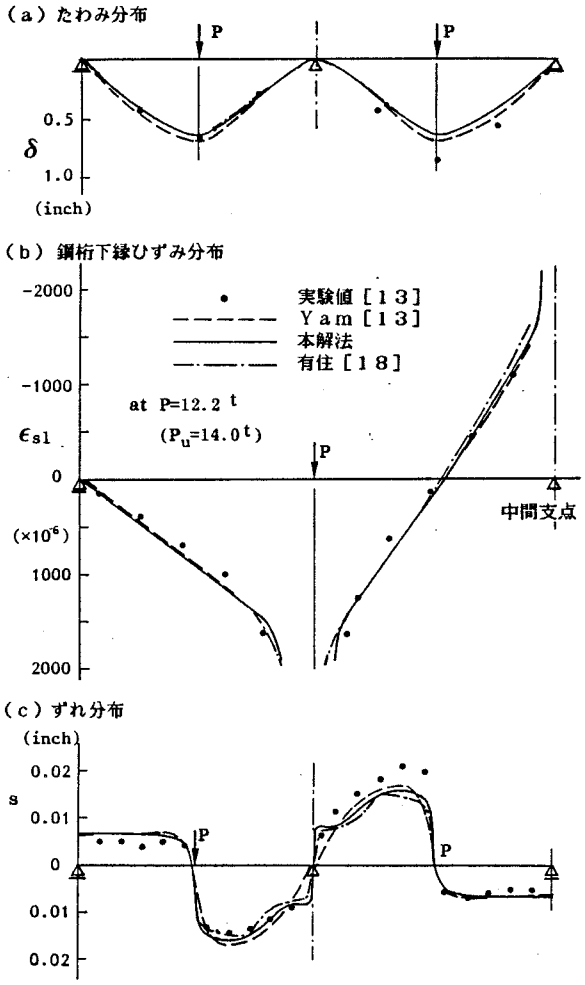
図－６．８　単純桁の支間中央における荷重－たわみ曲線（ケースＡ）



図－６．９　単純桁におけるずれ分布（ケースＡ）

弾塑性にわたり実験値と良く一致している。また、橋軸方向のずれ分布についても荷重が低いときには良く一致しているが、４０トン以上になると分布形状は比較的実験値を良く再現しているものの、ピークの位置が若干ずれている。これは、荷重点における床版と鋼桁間の摩擦の影響によるものと考えられる。

次に、ケースＢについての結果を図－６．１０に示す。図中には、Yam ら［１３］および有住ら［１８］による結果をも合わせて示している。たわみ分布、ずれ分布および鋼桁下縁のひずみ分布とも、他の解析結果とあまり大きな差はなく、本解法は連続桁にも適用できることがわかる。



図－６．１０　連続桁における応力・変形性状（ケースＢ）

６．３　全域合成桁

６．３．１　概　要

ずれ止めを桁全長にわたり配置する全域合成連続桁について、主として負モーメント域におけるずれ止め密度（単位長さ当りのずれ止め本数）による弾塑性曲げ性状および耐荷力の変化などについて調べることにした。

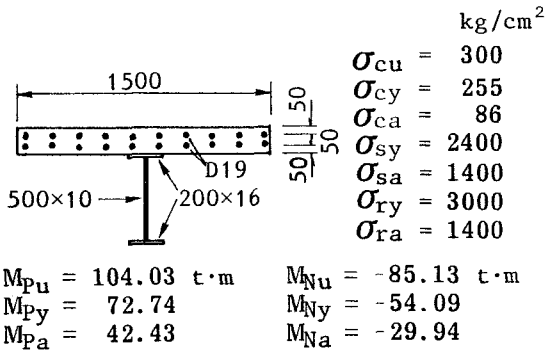
なお、ずれを考慮した合成桁の解析で最も重要となるずれ止めの荷重－ずれ関係におけるずれ定数に対する検討も合わせて行った。

６．３．２　数値計算例

数値計算例としては、Ｗｕら［１４］が用いた片側支間長７．５ｍの２径間等断面連続合成桁に準じ、荷重位置を両桁端から４３５cmの２点集中荷重とし、道路橋示方書［１］に従って、軸方向鉄筋量、ずれ止め間隔などを設計し直したもので、断面形状・寸法、材料特性などを図－６．１１に示す。

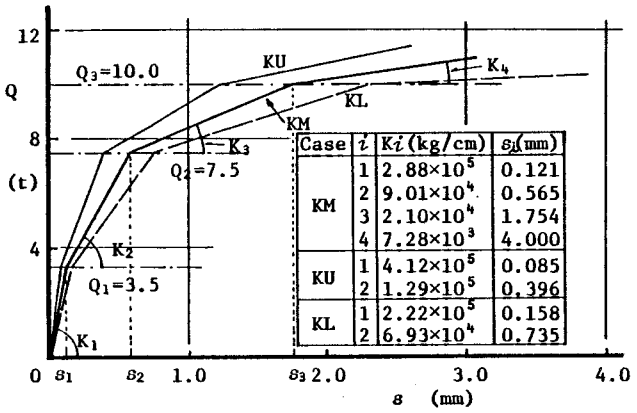
ずれ止めはφ１９mmの頭付きスタッド（１列２本）を用いるものとし、押し抜き試験結果［２５］より、荷重－ずれ曲線のばらつきの範囲を調べ、その平均および上下限について、図－６．１２中の表に示すように３種類のずれ定数を決定した。平均値をＫＭ、上限値をＫＵ、下限値をＫＬとして、ＫＵとＫＬでは２倍の差とした。

図－６．１３はずれ止め配置による計算ケースの分類を示しており、ケース名の第１文字「Ｎ」は負モーメント（Negative moment ）を、第２文字の「０、５または１０」は負モーメント域（３７５cm）に対する非合成区間長の割合（パーセント）の１０分の１を、ハイフンの後の「Ｈ、Ｑ、Ｚ」は基準となるずれ止め密度（設計値）の半分（Half）、



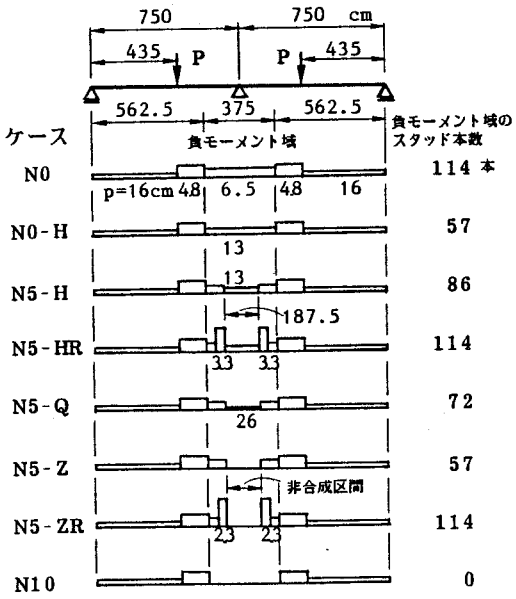
図－６．１１　計算断面

４分の１（Quarter ）、無限大分の１（Zero）を、最後尾の文字「Ｒ」はせん断補強を、それぞれ意味する。ケースＮ０は設計計算に基づく基本となる配置であり、これをもとに種々のずれ止め配置を設定した。せん断補強のためにずれ止めを追加配置する場合、取り除いたと同本数のずれ止めを変化区間の外側４５cmの範囲（負モーメント域の約８分の１に相当）に、密に配置するものとした。なお、本節では主として全域合成を扱うものとするが、比較のために一部断続合成についても計算を行った。

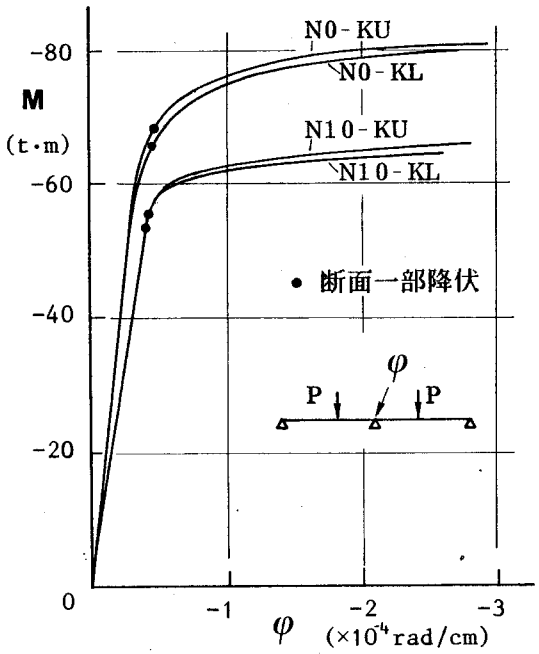


Case	i	Ki(kg/cm)	si(mm)
KM	1	2.88×10^5	0.121
	2	9.01×10^4	0.565
	3	2.10×10^4	1.754
	4	7.28×10^3	4.000
KU	1	4.12×10^5	0.085
	2	1.29×10^5	0.396
KL	1	2.22×10^5	0.158
	2	6.93×10^4	0.735

図－６．１２　ずれ定数



図－６．１３　全域合成桁のずれ止め配置



図－６．１４　ずれ定数による
Ｍ－φ曲線の相違

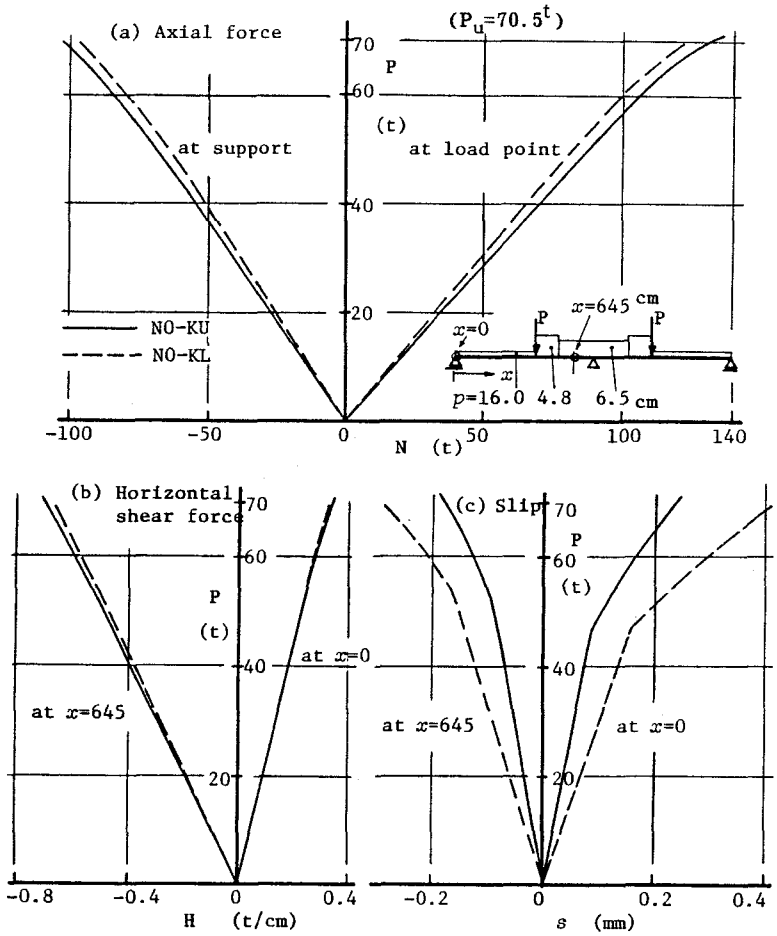
６．３．３　計算結果と考察

（１）ずれ定数に対する検討

基本配置ＮＯと断続合成Ｎ１０に対し、ずれ定数の上限（ＫＵ）と下限（ＫＬ）を組み合わせた４ケース（例えば、ＮＯ－ＫＵ、Ｎ１０－ＫＬと表わす）について調べた。

図－６．１４は中間支点上断面におけるモーメント－曲率（Ｍ－φ）関係を示したものである。断面が弾性状態にある時にはずれ定数による違いはほとんど見られないが、塑性状態に入ると徐々に曲率に差が生じ、ずれ定数の小さい方（ＫＬ）が断面の変形は大きくなる。

図－６．１５はケースＮＯについて、荷重点および中間支点上の荷重－軸力（Ｐ－Ｎ）関係と、桁端（ｘ＝０）および負モーメント域内の点（ｘ＝６４５cm）における荷重－水平せん断力（Ｐ－Ｈ）あるいは荷重－ずれ（Ｐ－ｓ）関係を示したものである。



図－６．１５　ずれ定数によるＰ－Ｎ関係などの相違

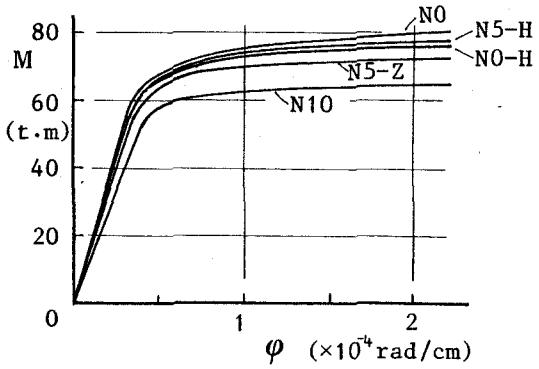
ＫＵとＫＬにおけるずれ量はずれ定数の比率と同じ約２倍程度の差が生じるが、軸力あるいは水平せん断力については、最大でも数％程度しか変わらない。結局、ずれそのものはやはりずれ定数に敏感に左右されるが、桁の応力・変形性状に対する影響はそれ程大きくないことがわかった。

（２）負モーメント域における曲げ性状

ｉ）ずれ止め配置による相違

５種類のずれ止め配置についての中間支点上断面のＭ－φ曲線を図－６．１６に示す。どの場合もφ＝０．４５×１０$^{-4}$ rad/cm付近で鋼桁下縁から塑性化することにより、曲線が急激に曲がり始め、モーメントの微増に対し曲率の増加が著しくなっている。また、ずれ止め本数が少ないほど同一モーメントにおける曲率が大すなわち断面の変形量が大きくなる傾向があり、特に鋼桁の降伏後は顕著になる。ところで、Ｎ０－ＨとＮ５－Ｚを比較すると、負モーメント域のずれ止め本数はいずれも５７本で同じであるが、連続配置と断続配置とで明らかな差がでており、断面の変形を少なくするには連続配置の方が有利であることがわかる。さらに、Ｎ１０に見られるように、負モーメント全域を非合成とすると降伏後の耐荷力の増加量がかなり少なくなるようである。

負モーメント域の半分の長さにわたり中間支点上のずれ止め密度を変化させた場合の、軸力、単位長さ当りの水平せん断力およびスタッド１本当りに作用するせん断力（以下、ずれ止めせん断力あるいはスタッドせん断力と呼ぶ）の各分布を図－６．１７に示す。図中、状態Ｉ、II、III とは弾性状態、中間支点上断面の下縁が降伏した直後の状態および同断面の塑性化がかなり進んだ状態を意味する。同図（ａ）において、ずれ止めを段階的に除去していくにつれて中間支点上の軸力が次第に減少し、逆にずれ止め配置変化点付近の軸力が増大している。　中間支点上の軸力は当然ケースＮ５－Ｚが最も小さいが、同図（ｂ）に明らかなように、変化点付近での水平せん断力の集中は最も大きくなっている。ところが、同図（ｃ）に着目してみると、変化点付近でやはりＮ５－Ｚが最大であるが、変化区間内においてＮ５－ＨあるいはＮ５－Ｑについても、これとほぼ同じ位のスタッドせん



図－６．１６　全域合成桁のＭ－φ曲線

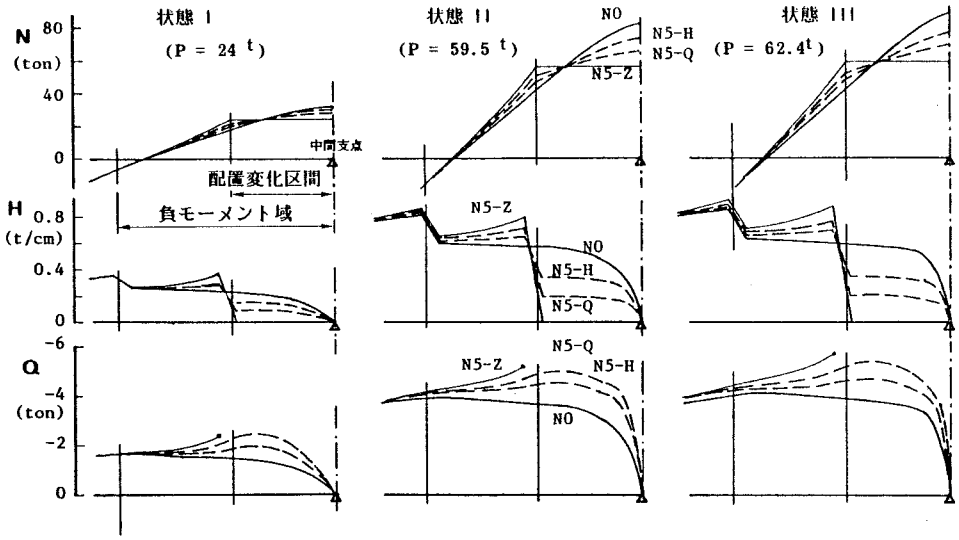
断力が作用していることがわかる。これはこの区間内で単位長さ当りの水平せん断力が小さくともずれ止め量がそれ以上に減少しているため、スタッド１本当りのせん断力に注目すると、かえってその値が大きくなったものである。

ii）せん断補強効果

不完全合成形式のケースＮ５－Ｈと断続合成形式のＮ５－Ｚについて、ずれ止めの追加配置によるせん断補強の効果を見るために、負モーメント域のＮ、Ｈ、Ｑおよび床版内上側鉄筋ひずみ ε_{RU} の各分布を、ケースＮＯと共に先述の三つの荷重状態について比較したのが図－６．１８である。

まず、同図（ａ）の軸力分布において、せん断補強をすれば（Ｎ５－ＨＲおよびＮ５－ＺＲ）、補強区間における鉄筋の定着効果が増すため、この区間内における軸力変化が急激となり、また、中間支点上の軸力の大きさも補強しない場合に比べ全体的に若干大きくなることがわかる。

同図（ｂ）において、せん断力補強区間内で水平せん断力の集中現象が見られ、荷重が大きくなるにつれて集中度合も増しており、特に、補強すると余計にせん断力の集中が大きくなり、鉄筋の定着効果が増大していることがわかる。ところで、同図（ｃ）のスタッド１本当りのせん断力をみると、せん断補強した場合には負モーメント全域にわたってせん断力が減少するが、特にＨ５－ＺＲではその効果が著しく、全長配置のＮＯよりもかなり小さくなっている。これに対し、Ｈ５－ＨＲでは中間支点に近いスタッドにかなり大き

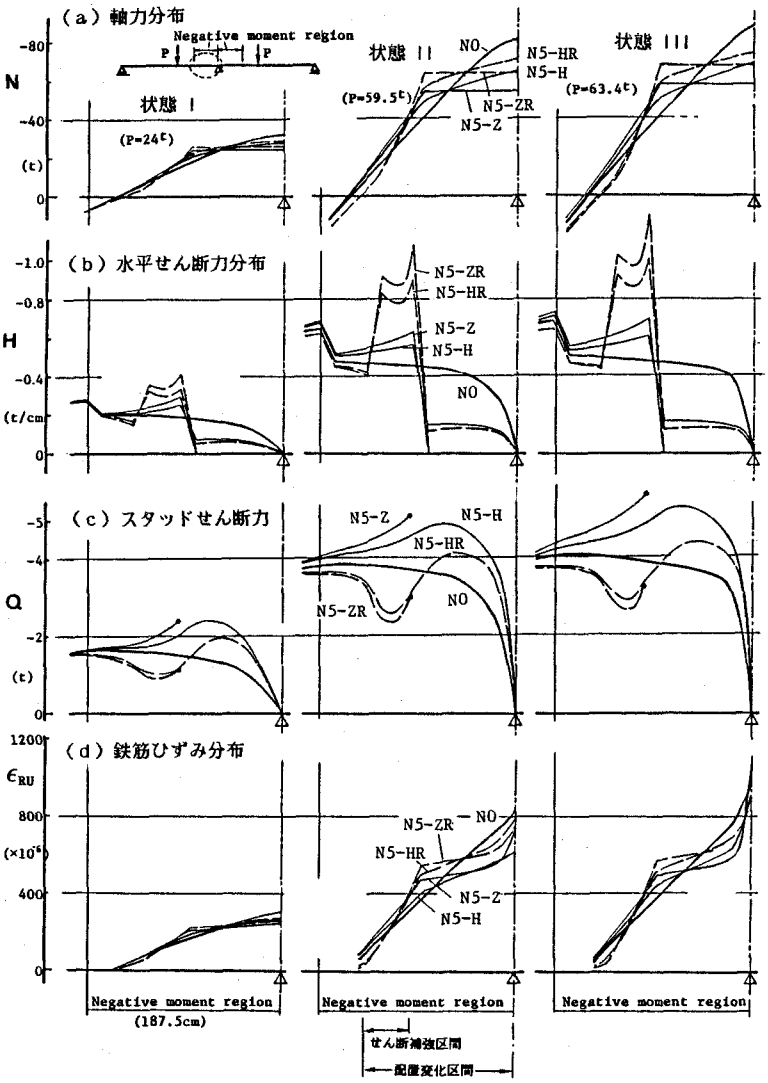


図－６．１７　全域合成桁の軸力、水平せん断力およびスタッドせん断力分布

なせん断力が作用しており、この範囲のスタッドに対しては補強しきれないようである。これは、断続形式のＨ５－Ｚではせん断力の集中する領域が局所的であるのに対し、不完全合成形式のＮ５－Ｈでは、負モーメント全域にわたって分散してしまうためと考えられ、したがって、スタッドせん断力の面から判断すれば、断続形式とするのが良いようである。

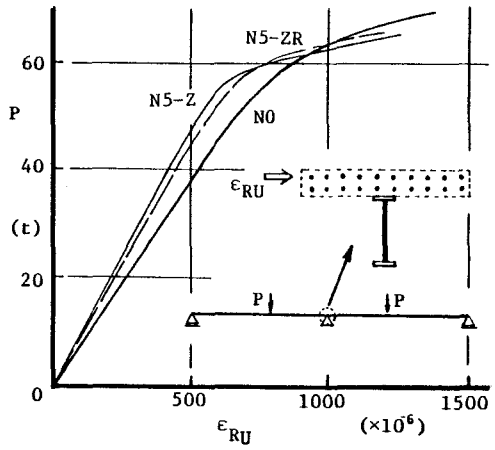
ｉｉｉ）鉄筋ひずみ

図－６．１８（ｄ）の鉄筋ひずみの分布を見ると、弾性状態（状態Ｉ）ではずれ止め配置による変化は軸力分布におけるとほぼ相似形となっているが、終局状態近く（状態 III）になると中間支点上付近でひずみが急激に増大し、特に、断続形式のＮ５－Ｚでは基本



図－６．１８　全域合成桁におけるせん断補強効果

配置のＮ０よりも大きくなっている。これは、断続合成とした場合、低い荷重段階から鋼桁の塑性化が進み、鉄筋分担モーメントの比率が弾性状態におけるよりも大きくなるからでる。実際にひびわれが問題となるのは弾性範囲内と考えられ、図－６．１９に示した中間支点上の鉄筋のＰ－ε曲線よりも明らかなように、断続形式とすることによりほぼ２０％程度鉄筋ひずみを減少できる。



図－６．１９　中間支点上の鉄筋の荷重－ひずみ曲線

６．４　断続合成桁

６．４．１　概　要

６．３の数値計算例において、比較の対象として二、三の断続合成桁を取り上げたが、その際非合成区間長が長くなるにつれて水平せん断力の集中度合が大きくなり、また、中間支点上断面の変形が増加し、終局曲げ耐荷力の低下する傾向がみられた。しかし、中間支点上の軸力の低減に対しては、不完全合成形式よりもはるかに効果のあることが明らかになった。また、せん断補強に対しては、同じ剛性のずれ止めを追加配置する方法、あるいは剛性のより高いずれ止め（例えばブロックジベル）に置き換える方法などが考えられるが、施工性などの面から前者の方が実用的であると思われる。しかし、せん断補強のために、スタッドをどの範囲にどの程度の量を追加配置するのが適当かは不明である。
そこで、本節では断続合成とした場合の非合成区間長の決定方法およびせん断補強方法について検討を加えることにした。

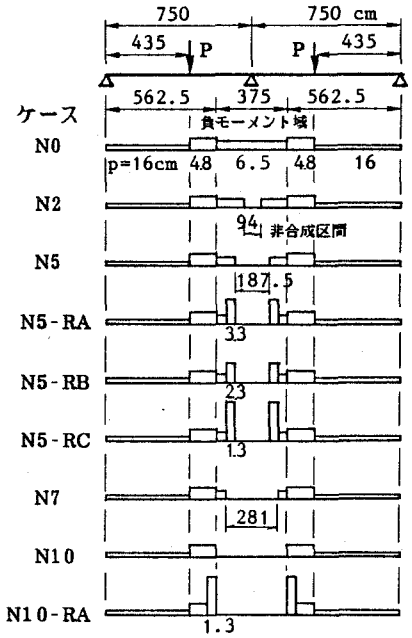
６．４．２　数値計算例

数値計算例としての桁は、６．３．２におけると同じものとし、負モーメント域におけるずれ止め配置のみを図－６．２０のように変化させた。ケース名の第１文字「Ｎ」は負モーメントを、第２文字は非合成区間の割合を表わし、例えば、「２」は負モーメント域の２５％、「１０」は負モーメント全域（１００％）を非合成とした場合である。ハイフンの後の「ＲＡ」は非合成区間を設けることにより取り除かれるスタッドと同量を追加配置することを、また、「ＲＢ」および「ＲＣ」はそれぞれ２分の１あるいは２倍量のスタッドを追加配置して補強することを意味する。いずれの場合も追加スタッドは合成・非合成境界点から合成領域側に負モーメント域の約８分の１の範囲に配置するものとした。

６．４．３　計算結果と考察

（１）非合成区間長に対する検討

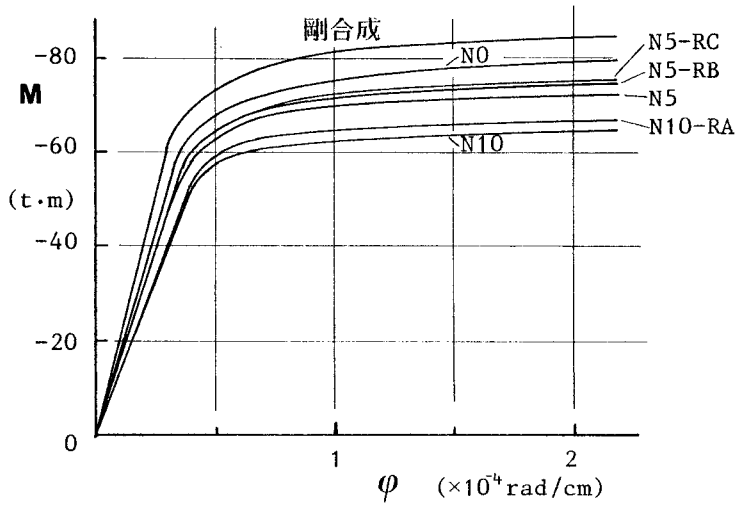
図－６．２１に中間支点上断面のＭ－φ関係を示す。　非合成区間が長くなるにつれてＭ－φ曲線がしだいに下がってくるが、せん断補強をすることにより若干剛性および耐荷力が増すようである。Ｎ５－ＲＢとＮ５－ＲＣを比較すれば、追加ずれ止め量が４倍違っても剛性および耐荷力の向上は極めてわずかであることがわかる。



図－６．２０　断続合成桁のずれ止め配置

剛合成の場合には曲率の値が2×10^{-4} rad/cm以上になるとほぼ全塑性モーメントに漸近するため、このときのモーメントの値を一応、断面の最終抵抗モーメントとみなし、剛合成断面についての全塑性モーメントとの比を表－６．２に示す。非合成区間が長くなるにつれて耐荷力がほぼ直線的に減少し、最大２５％ほど低下するようである。せん断補強すれば若干耐荷力は回復するが、最大でも５％以下であり、あまり期待できない。

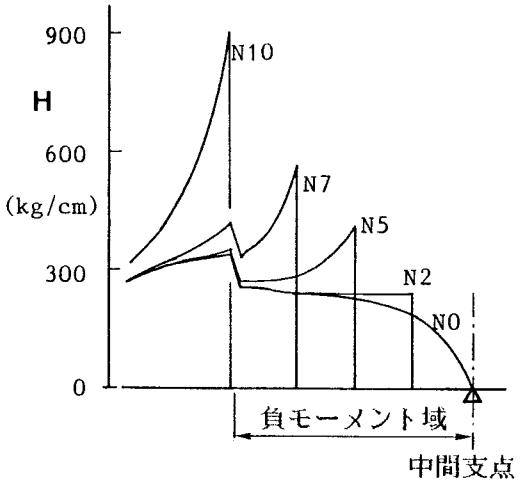
図－６．２２は負モーメント域における水平せん断力分布を比較したものである。Ｎ２のように非合成区間長が２５％程度までならば、せん断力の集中はほとんど無いようであ



図－６．２１　断続合成桁のＭ－φ曲線

表－６．２　負モーメント断面の耐荷力比

ケース	耐荷力比
N0	0.930
N2	0.891
N5 N5－RA N5－RB N5－RC	0.847 (1.0) 0.876 (1.034) 0.867 (1.024) 0.883 (1.043)
N7	0.803
N10 N10－RA	0.755 (1.0) 0.783 (1.037)



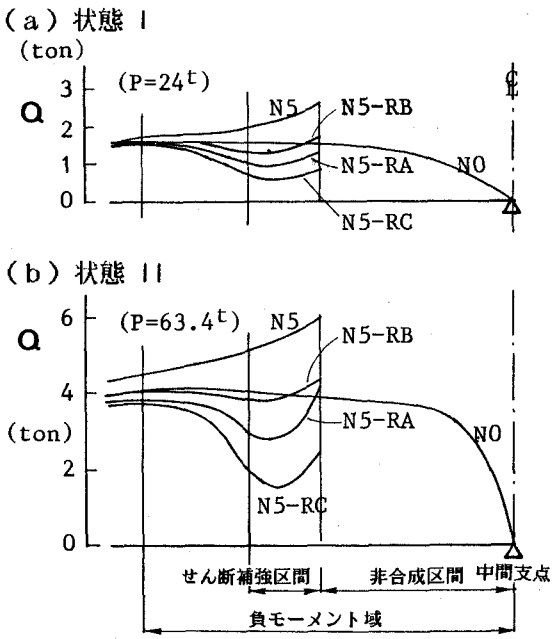
図－６．２２　断続合成桁の水平せん断力分布

るが、Ｎ１０のように負モーメント全域を非合成にすると、Ｎ０に比べ約３倍ものせん断力が作用することになる。このように大きなせん断力になると、ずれ止めを追加配置することによるせん断補強が物理的に困難あるいは不可能になる場合（スタッド間隔が極端に狭くなるなど）も考えられる。したがって、軸力の低減、耐荷力の低下およびせん断力の集中などから判断して、断続合成にする場合、その非合成区間長は負モーメント域の５０％程度が限度であると考えられる。

（２）せん断補強方法に対する検討

図－６．２３は非合成区間長が５０％のＮ５について、追加本数によるスタッドせん断力分布の変化を示したものである。Ｎ５－ＲＡ、Ｎ５－ＲＢおよびＮ５－ＲＣではいずれも弾性状態（状態Ｉ）および塑性状態（状態II）を通じてせん断補強の効果が良く現われており、特に、補強区間内では明瞭な差が見られる。

せん断補強によってずれ止めに作用するせん断力をどの程度まで低減させるのが適当であるかについては種々の判断基準が考えられる。ここでは一つの目安として、経済性あるいは施工性などの面から、全長配置とした時のせん断力と同程度になれば良いとすると、今の場合Ｎ５－ＲＢあるいはＮ５－ＲＡ、すなわち、非合成区間を設けることにより取り除かれるスタッド量の半分以上、同量程度までを追加するのが適当なようである。



図－６．２３　断続合成桁におけるせん断補強効果

６．５　結　言

２径間連続合成桁について、主として負モーメント域のずれ止め配置の変化が桁の弾塑性曲げ性状あるいはずれ止めせん断力に及ぼす影響を調べるために、数値解析用プログラムを開発し、多くの計算例について数値解析を行った結果から以下のことが言える。

（１）　床版と鋼桁間の相対ずれを考慮した有限差分法に基づく不完全合成解析法の数値計算プログラムにより、不完全合成あるいは断続合成形式の任意のずれ止め配置をもつ連続形式合成桁の弾塑性曲げ挙動をほぼ終局状態に至るまで十分に追跡できる。

（２）　負モーメント域の一部を不完全合成形式とした場合、断続合成形式に比べて中間支点上断面の変形は小さくなるが、軸力の低減効果はわずかである。

（３）　不完全合成形式では単位長さ当りの水平せん断力の集中は生じず、また、その大きさも断続合成形式に比べ小さくなるが、ずれ止め１本当りの作用せん断力は断続合成よりも大きくなる場合があり、これに対するせん断補強は困難である。

（４）　軸力の低減効果、水平せん断力の集中および耐荷力の低下などから考えて、断続合成形式における非合成区間長は負モーメント域の５０％程度が限度である。

（５）　断続合成形式では合成・非合成境界部に水平せん断力の集中が生じるが、せん断補強することによりずれ止めせん断力の大きさを十分に小さくすることができる。せん断補強方法としては境界付近に局所的にずれ止めを追加配置するのが効果的であり、その量は非合成とすることにより取り除かれるずれ止め量の半分以上、同量程度までが適当である。

参 考 文 献

1）日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅰ共通編，Ⅱ鋼橋編，　丸善，昭和４８年１２月.

2）橘　善雄、田井戸米好、岩永安正、久保田隆三郎：部分合成ゲタの実験，土木技術，２０巻１１号，pp. ３９～４５，１９６５－１１.

3）American Association of State Highway Officials : Tentative Revisions for 1953 Edition, AASHO Bridge Specifications, Dec., 1956.

4）Newmark, N.M., C.P. Siess, & I.M. Viest : Tests and Analysis of Composite Beams with Incomplete Interaction, Proc. of the Society for Experimental Stress Analysis, Vol.9, No.1, pp.75～92, 1951.

5）Homberg, H. : Brücke mit elastischem Verbund zwischen den Stahlhauptträgern und der Betonfahrbahntafel, Der Bauingenieur, 27, H-6, s.213～216, 1952.

6）Heilig, R. : Theorie des Elastischen Verbunds, Der Stahlbau, 22, H-5, s.104 ～108, 1953.

7）Hoischen, A. : Verbundträger mit elastischer und unterbrochener Verdübelung, Der Bauingenieur, 29, H-7, s.241～244, 1954.

8）山本　稔：不完全合成桁の曲げ理論，土木学会論文集，第６７号，pp. １～１０，１９６０－３.

9）橘　善雄、足立義雄：不完全合成桁について，土木学会論文集，　第１１２号，pp. １１～１９，１９６４－１２.

10）Plum, D.R. & M.R. Horne : The Analysis of Continuous Composite Beams with Partial Interaction, Proc. Instn Civ. Engrs, Part 2, Vol.59, pp.625～643, Dec., 1975.

11）Dai, P.K.H. & C.P. Siess : Analytical Study of Composite Beams with Inelastic Shear Connection, University of Illinois, May, 1963.

１２）Yam, L.C.P. & J.C. Chapman ：The Inelastic Behaviour of Simply Supported Composite Beams of Steel and Concrete, Proc. Instn Civ. Engrs, Part 2, Vol.41, pp.651～683, Dec., 1968.

１３）Yam, L.C. & J.C. Chapman ： The Inelastic Behaviour of Continuous Composite Beams of Steel and Concrete, Proc. Instn Civ. Engrs, Part 2, Vol.53, pp.487～501, Dec., 1972.

１４）Wu, Y.C., R.G. Slutter & J.W. Fisher：Analysis of Continuous Composite Beams, Fritz Engineering Laboratory Report No.359.5, Lehigh University, Dec., 1971.

１５）Taylor, T.P. & H. Matlock： A Finite-Element Method of Analysis for Composite Beams, Research Report No.56-10, Center for Highway Research, The University of Texas, Jan., 1968.

１６）Moffatt, K.R. & P.T.K. Lim ：Finite Element Analysis of Composite Box Girder Bridges Having Complete or Incomplete Interaction, Proc. Instn Civ. Engrs, Part 2, Vol.53, pp.1～22, March, 1976.

１７）浜田純夫、有住康則：不完全連続合成桁の有限要素解析，土木学会論文報告集，第２６５号，pp. １～９，１９７７－９．

１８）有住康則、筑瀬明弘、梶田健夫：有限要素法による不完全合成桁の弾塑性解析，日本鋼構造協会第１３回大会研究集会マトリックス解析法研究発表論文集，pp. ２４３～２４８，１９７９－６．

１９）小松定夫、佐々木　孝：不完全合成格子桁橋の理論と近似計算法について，土木学会論文報告集，第３２９号，pp. ２７～３７，１９８３－１．

２０）前田幸雄、梶川靖治、中谷行博：連続合成げた中間支点上の床版引張応力の低減について，土木学会第３０回年次学術講演会講演概要集、Ｉ－１０９，pp. ２２２～２２３，１９７５－１０．

２１）梶川靖治、前田幸雄：断続合成げたの弾塑性曲げ性状および曲げ耐荷力について，土木学会第３２回年次学術講演会講演概要集，Ｉ－３０１，pp. ５７６～５７７，１９７７－１０．

２２）福井次郎、前田幸雄、梶川靖治：断続合成げたの弾塑性曲げ性状および曲げ耐荷力について（続），　土木学会第３３回年次学術講演会講演概要集，Ｉ－２８８，pp．５５８～５５９，　１９７８－９．

２３）福井次郎、前田幸雄、梶川靖治：合成げたのずれを考慮した乾燥収縮および温度差応力解析，土木学会第３４回年次学術講演会講演概要集，Ｉ－６２，pp．１２３～１２４，１９７９－１０．

２４）Chapman, J.C. & S. Balakrishnan :　Experiments on Composite Beams,　The Structural　Engineer, Vol.42, No.11,　pp.369～383, Nov., 1964.

２５）前田幸雄、三宮和彦：スタッドジベルの耐荷力について，大阪大学工学部土木工学科橋梁研究室報告書，１９６８－４．

第７章　断続合成桁の曲げ挙動

７．１　緒　言

第６章において、全域合成桁と断続合成桁とについて主として負モーメント域のずれ止め配置に注目して数値解析による比較を行った結果、負モーメント域の軸力低減あるいはせん断補強の可能性などの点で断続合成の方が優っていること、断続とする場合非合成区間長は負モーメント域の半分程度が限度であること、合成・非合成境界部にはせん断補強のためずれ止めを追加配置する必要のあることなどがわかった。

また、これまでのところ通常の合成桁に関する理論的および実験的研究は数多く行われているが、断続合成桁に関するものは少なく［１，２，３］、その曲げ性状が十分明らかにされているとは言い難いようである。そこで、本章では前章の数値計算法の妥当性を検証するとともに、断続合成桁の基本的な構造特性、弾塑性挙動、耐荷力などを把握するために、２径間連続合成桁について静的載荷試験を実施することにした。

７．２　実験の概要

７．２．１　実験の目的

本実験の主たる目的は、断続合成桁の終局曲げ耐荷力とそれに至るまでの弾塑性曲げ性状について、

１）断続合成桁と全域合成桁との相違

２）負モーメント域のコンクリート床版のひびわれ

３）合成・非合成境界部における水平せん断力の集中現象およびこれに対するずれ止めの追加配置による補強効果

４）軸方向鉄筋量による各種性状の変化

などを調べることである。

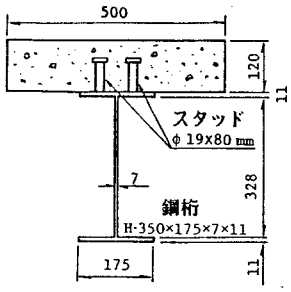
また、試験桁に用いたスタッドのずれ定数を決定するために、押し抜きせん断試験をも合わせて実施することにした。

７．２．２　試験桁

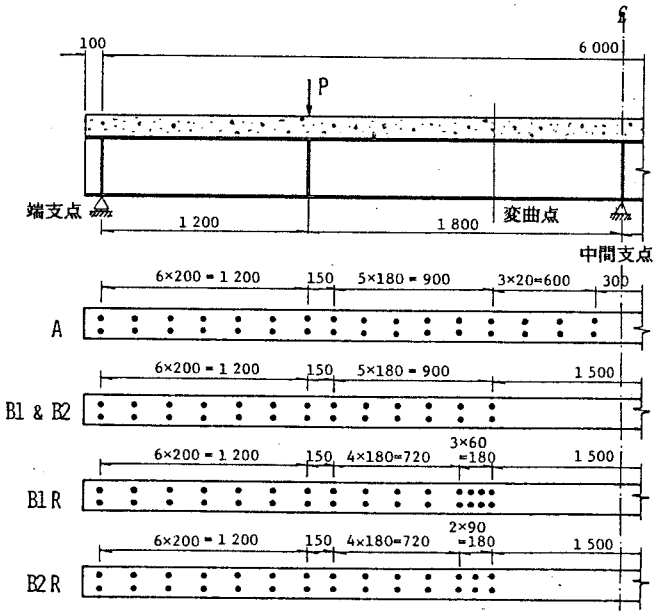
試験桁は片側支間長３ｍの２径間連続桁であり、表－７．１のように合成形式、せん断補強の有無、鉄筋量により、全域合成桁１体（Ａ桁）、断続合成桁４体（Ｂ１，Ｂ２桁各２体づつ）の計５体からなる。Ａ桁は設計荷重を約２０ton とし、道路橋示方書［４］に規定されている「プレストレスしない連続合成桁」に準じて設計したものであり、スタッドは桁全長にわたり配置されている。ただし、ずれを考慮した数値解析法の妥当性を検証するため、スタッド間隔は通常の設計値の２倍程度とした。Ｂ１およびＢ２桁はＡ桁に対して単に負モーメント域を非合成として断続合成形式としたものである。さらに、Ｂ２桁は軸方向鉄筋量をＢ１の４分の１にしたものである。これは、断続合成におけるひびわれを全域合成桁と同程度まで容認できると仮定すると、必要鉄筋量を減らすことができ、結果的に水平せん断力の集中も小さくなると考えたためである。　Ｂ１ＲおよびＢ２Ｒ桁は

表－７．１　試験桁の種類

試験桁	合成形式	せん断補強	鉄筋量	鉄筋比（%）
Ａ	全域合成	——	１０Ｄ１６	３．３
Ｂ１	断続合成	無		
Ｂ１Ｒ		有		
Ｂ２		無	４Ｄ１３	０．８
Ｂ２Ｒ		有		



図－７．１　試験桁の断面寸法



図－７．２　スタッド配置と載荷位置

それぞれＢ１とＢ２に対して合成・非合成境界部にスタッドを追加配置し、せん断補強したものである。

なお、前章の計算結果では、非合成区間長は負モーメント域の半分程度が限度であることがわかったが、模型桁では支間長を十分にとることができないため、ここでは負モーメント全域を非合成とし、その性状を明瞭に観察できるようにした。

試験桁の断面形状・寸法などを図－７．１に、スタッド配置および載荷位置などを図－７．２に示す。鋼桁はすべてＳＭ５０Ａの圧延Ｈ形鋼、鉄筋はＳＤ３０であり、これらの引張試験結果を表－７．２に示す。頭付きスタッドはＳＳ４１相当材であり、鋼桁への溶接はサイクアーク方式によった。

床版コンクリートには早強ポルトランドセメント、普通骨材およびＡＥ減水剤を用い、両端支点で単純支持した鋼桁上フランジ上面にグリースを塗布して打設した。標準円柱供試体による圧縮試験結果を表－７．３に示す。

７．２．３　試験方法

単純支持状態で製作した試験桁に予め１ｔの中間支点反力を与えて載荷装置上にセットし、図－７．２に示すように、載荷位置を両端支点からそれぞれ１２０cmとし、油圧ジャッキ（最大２００トン）２基により２点対称集中荷重を与えた。荷重は各試験桁ともその

表－７．２　鋼材引張試験結果

部　材	降伏点 (kg/cm²)	引張強さ (kg/cm²)	伸び (%)	材　質
フランジ（１１mm）	３５８５	５２５０	２８	SM50A
ウェブ　（　７mm）	４２２３	５５００	２６	
鉄　筋　（D13）	３７１０	５２９５	２５	SD30
鉄　筋　（D16）	３８８６	５６９０	２２	
スタッド（φ19）	３１２５	４８００	２７	SS41

表－７．３　コンクリート圧縮試験結果

試験桁	材齢 (日)	圧縮強度 (kg/cm²)	割線係数 (×10⁵ kg/cm²)
A	２２	４２５	２．６６
B1，B1R	５６	４４１	３．００
B2，B2R	４２	４１７	３．００

終局耐荷力に至るまで静的に段階的に増加させ、途中適時除荷を行い、数回履歴させる反復繰り返し載荷とした。実際の載荷状況を写真－７．１に示す。

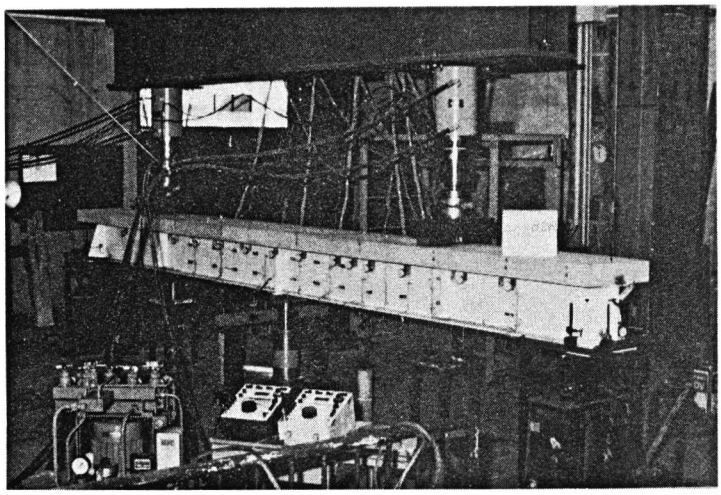
測定は床版、軸方向鉄筋および鋼桁の各ひずみ、荷重点のたわみ、床版と鋼桁間の相対ずれ、負モーメント域の床版ひびわれ幅、中間支点反力などについて、それぞれ、ひずみゲージ、ダイヤルゲージ（精度 1/100mm）、同（1/1000mm）、コンタクトゲージおよびロードセルなどを用いて行った。

７．２．４　スタッドの押し抜きせん断試験

図－７．３に押し抜き試験体を示す。試験体は２体とし、鋼桁およびスタッドは模型桁と同じものを用い、また、床版も幅・厚さ・配筋などを一致させた。コンクリートは、フランジ上面にグリースを塗布し、スタッドが上側になるようにして、模型桁製作時に合わせて打設した。この平均圧縮強度は４２５ kg/cm^2 （材齢２２日）、割線係数は２．６６×１０^5 kg/cm^2 であった。

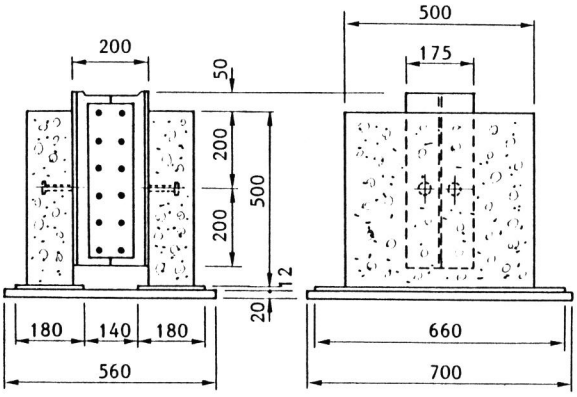
荷重は２００トン電子管式万能試験機により静的反復繰り返し載荷とし、各荷重段階毎に４個のダイヤルゲージ（精度1/1000mm）によって、コンクリート・鋼桁間の相対ずれを測定した。実際の載荷状況を写真－７．２に示す。

図－７．４に１本当りの荷重と相対ずれ・残留ずれの関係を示す。また、表－７．４にスタッド１本当りの限界荷重、最大荷重および許容荷重を示す。ただし、限界荷重とは残留ずれが０．０７５mmに達した時の荷重［５］であり、許容荷重とは道路橋示方書［４］

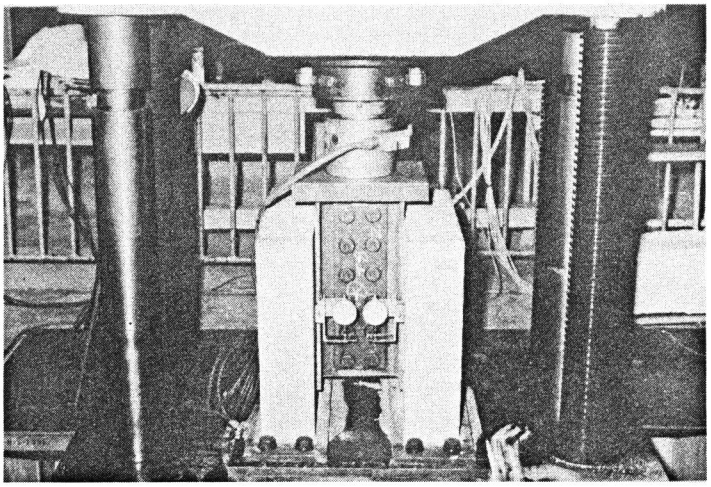


写真－７．１　載荷状況

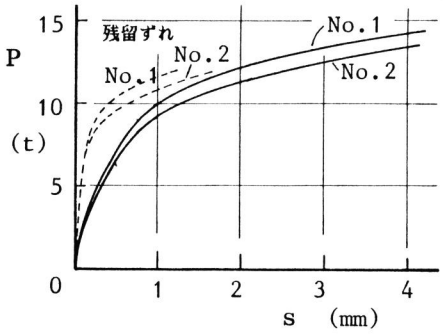
による値である。今回使用したスタッドは、コンクリート強度がひじょうに高かったため、限界荷重に対しほぼ４、破壊に対し１１以上の安全率をもっていたことになる。



図－７．３　押し抜きせん断試験体



写真－７．２　押し抜きせん断試験状況



図－７．４　押し抜き試験における荷重－ずれ曲線

表－７．４　押し抜き試験結果
（単位：トン）

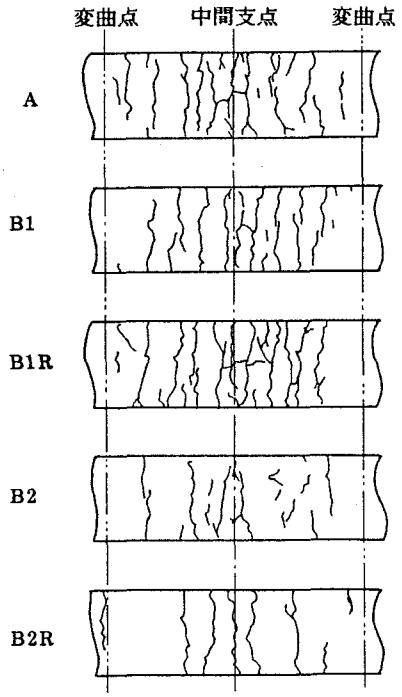
試験体	限界荷重	最大荷重	許容荷重
No．1	5．70	16．0	1．45
No．2	5．65	16．5	1．45

７．３　実験結果と考察

７．３．１　床版のひびわれ性状

図－７．５に負モーメント域の床版上面におけるひびわれ分布を示す。　いずれの試験桁においても１０ｔまでの低い荷重段階で、中間支点付近の床版上面に最初に１本ないし数本の橋軸直角方向のひびわれが生じた。　その後荷重が増加するにつれて、ＡとＢ１、Ｂ１Ｒでは床版全幅にわたるようなひびわれが約１０～１５cm間隔でほぼ負モーメント全域に生じ、桁の最終状態付近において１０本程度となり、合成形式あるいはせん断補強の有無による違いは明瞭に見られなかった。これに対し軸方向鉄筋量の少ないＢ２とＢ２Ｒでは最初のひびわれ発生後、次のひびわれが生じるまでにかなりの間があき、桁の最終状態においても５～６本であり、せん断補強の有無による差も明瞭でない。

表－７．５に弾性限界荷重（Ｐ＝５０ｔ）近くにおけるひびわれ幅の値を示す。この時の鉄筋応力は各桁によって差はあるが、Ａ桁で約１２００ kg/cm^2 であった。また、平均ひびわれ幅および最大ひびわれ幅とはコンタクトゲージによる全測定区間（１３０cm）内に発生したひびわれのそれぞれ平均値と最大値である。これによると、最大および平均ひびわれ幅ともＢ１およびＢ１ＲはＡの８０～８５％程度となっており、負モーメント域を



図－７．５　床版上面のひびわれ状況

表－７．５　床版ひびわれ幅

試験桁	最大ひびわれ幅 (mm)	平均ひびわれ幅 (mm)	鉄筋比 (%)
A	0.184	0.098	3.3
B1	0.159	0.086	
B1R	0.140	0.084	
B2	0.388	0.208	0.8
B2R	0.366	0.305	

非合成とした効果が見られるが、Ｂ２およびＢ２Ｒでは逆に２～３倍の値となっている。これはやはり鉄筋量を極端に少なくしたためである。また、Ｂ１とＢ１Ｒあるいは Ｂ２とＢ２Ｒをそれぞれ比較すると、せん断補強により軸力の増加、したがってひびわれ幅が増加するものと予想されたが、結果は表に見るとおり必ずしもこの傾向は見られなかった。

以上より、負モーメント域の床版のひびわれについて、ひびわれ幅は断続合成とすることにより若干小さくなること、分布性状は合成形式あるいはせん断補強の有無にほとんど影響されないこと、また、ひびわれ性状（分布、幅）は主として鉄筋量に大きく左右されることなどがわかった。

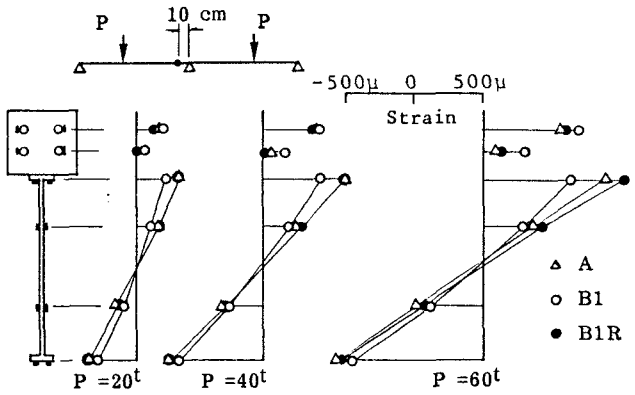
７．３．２　桁の応力・変形性状

（１）断面のひずみ分布

Ａ、Ｂ１およびＢ１Ｒについて、中間支点より１０cm離れた断面におけるひずみ分布を図－７．６に示す。いずれの荷重段階についても、不完全合成としての分布性状を示しており、鋼桁のひずみ分布は全域合成のＡが一番小さく、Ｂ１とＢ１Ｒとではあまり大きな差はない。Ｂ１の鉄筋ひずみはＡに比べわずか８％程度であるが小さくなっている。しかし、Ｂ１とＢ１Ｒとでは大差なく、せん断補強による影響は明らかでない。

（２）モーメント－曲率関係

図－７．７に荷重点から端支点側に１０cm離れた断面におけるモーメント－曲率関係を示す。なお、モーメントは荷重と支点反力とから計算し、曲率は鋼桁のひずみ分布より算出した。



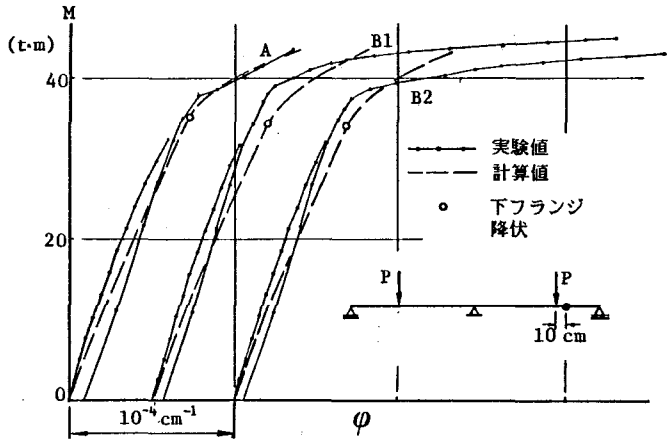
図－７．６　中間支点上断面のひずみ分布

３体の試験桁を比較すると、弾性状態における曲線の傾き、下フランジ降伏による曲線の曲がり方などにはほとんど差が無く、負モーメント域の合成形式あるいは鉄筋量の違いによる正モーメント域への影響はほとんど無いと言える。

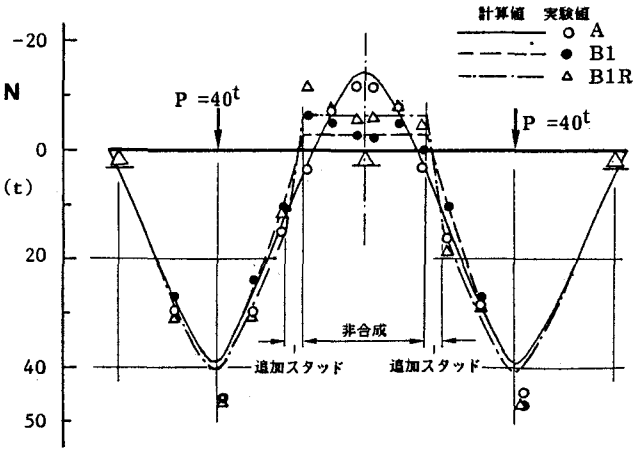
また、３体とも計算値は実験値よりも若干大きくなっているが、これは計算において引張側コンクリートを完全に無視したためと考えられる。

（３）軸力分布

Ａ、Ｂ１およびＢ１Ｒの鋼桁上下フランジのひずみ測定値から算出した軸力の橋軸方向分布を図－７．８に示す。負モーメント域に注目すると、Ｂ１はＡに比べ引張軸力が大幅に低下し、中間支点上では３分の１程度になっており、非合成とした効果が顕著に現われ



図－７．７　荷重点断面のＭ－φ曲線



図－７．８　軸力分布

ている。また、Ｂ１ＲはＢ１に比べると、スタッドを追加配置してせん断補強をしたため、負モーメント域全体にわたり引張軸力が増加するが、それでもＡに比べれば約半分程度となっている。

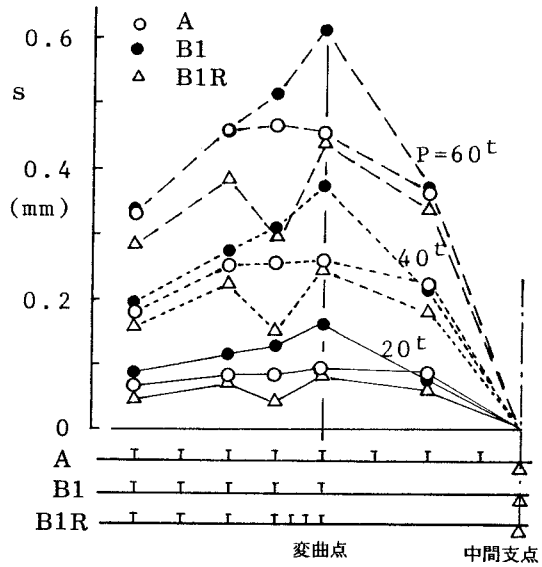
ところで、先述の床版のひびわれ幅あるいは断面における鉄筋ひずみにおいては、三者間にこれ程はっきりとした差が認められなかったことから、軸力の減少がそのまま鉄筋ひずみしたがってひびわれ幅の減少に直接つながらないことがわかった。しかし、それでも先述のように断続合成とすることにより、ひびわれ幅は全域合成に比べ１５～２０％程度は減少するようである。

いずれの桁に対する計算値も多少ばらつきはあるが、実験値と良く一致している。ただし、荷重点付近では実験値の方がかなり大きいが、これは床版・鋼桁間の接触面に荷重の支圧による摩擦力が働き、局部的に合成作用が強くなったためと考えられる。

（４）ずれ性状

図－７．９は荷重点と中間支点との間におけるずれ分布を３つの桁について比較したものであり、図－７．１０はＰ＝４０ｔにおけるＢ１とＢ１Ｒの桁全長にわたるずれ分布を示す。

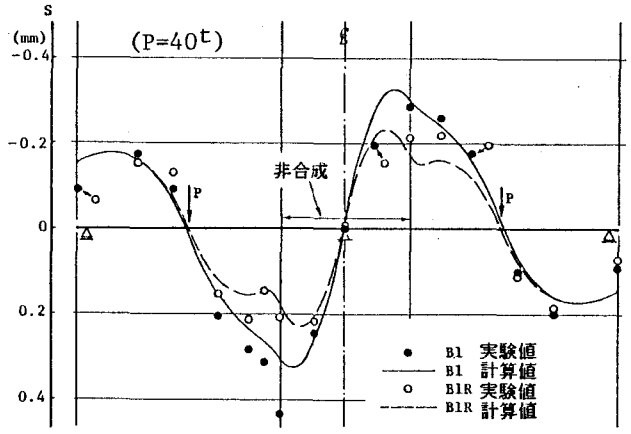
図－７．９において、Ａは全長にわたりスタッドが配置されているので、いずれの荷重段階においてもずれ分布はなめらかな曲線を描いているが、負モーメント域を非合成とし



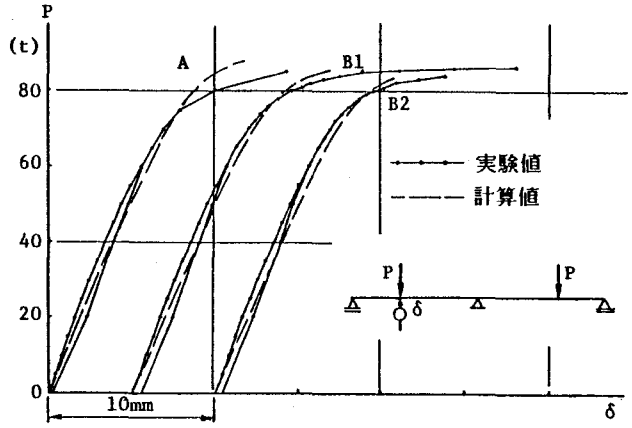
図－７．９　変曲点付近のずれ分布

たＢ１では、合成・非合成境界部に特に大きなずれが生じ、水平せん断力がこの部分に集中していることがわかる。これに対し、境界部にスタッドを追加配置してせん断補強するとずれが減少し、全長配置のＡにおける値以下となり、スタッドせん断力の集中がかなり緩和されることが良くわかる。このせん断補強の効果はＢ２とＢ２Ｒとにおいても明瞭に観察された。

図－７．１０において見られるように、実験値に多少ばらつきはあるが、計算値は実験値の傾向をかなり適確に表わしており、断続合成桁の合成・非合成境界部付近の水平せん断力の集中あるいはせん断補強によるせん断力の低減効果がほぼ理論どおりに生じているものと判断でき、ずれ止めの追加配置による補強方法がせん断力の集中に対して極めて有効であることがわかる。また、荷重点と端支点との間の正モーメント域におけるずれ性状



図－７．１０　桁全長にわたるずれ分布

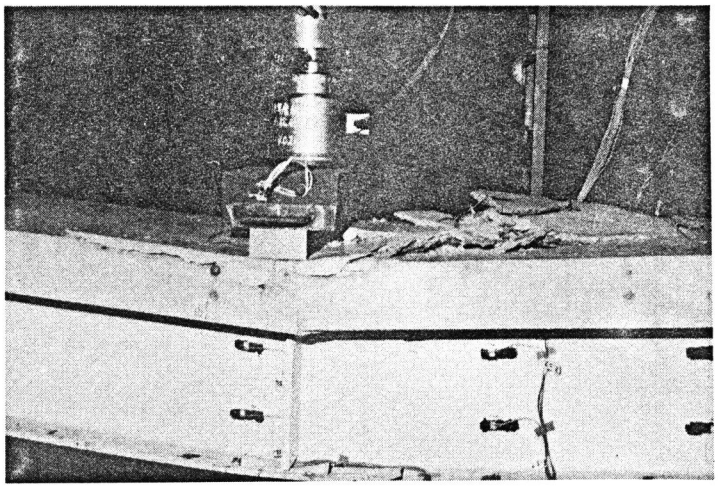


図－７．１１　荷重－たわみ曲線

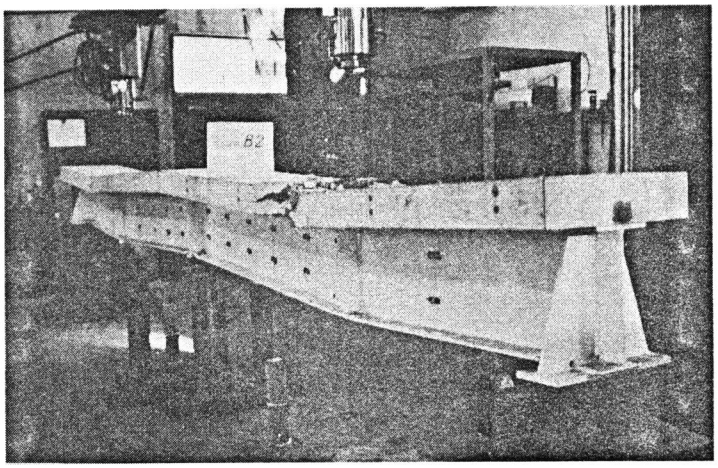
について、合成形式、せん断補強の有無あるいは鉄筋量による相違はほとんど見られなかった。

（５）たわみ性状

荷重点直下における荷重－たわみ曲線の例を図－７．１１に示す。いずれの荷重－たわみ関係も６０ｔ付近までほぼ直線的でかつその傾きもほぼ等しく、桁の降伏後の挙動もほとんど差が無く、合成形式、せん断補強あるいは鉄筋量による違いは明らかでなかった。図中に示した計算値はせん断たわみをも考慮した値であり、実験値よりも若干大き目ではあるがかなり良く一致している。



写真－７．３　床版の圧潰状況



写真－７．４　全体的な桁の破壊状況

７．３．３　桁の終局曲げ耐荷力

いずれの試験桁も最終的には、載荷点の床版コンクリートが圧潰することにより曲げ破壊を生じた。コンクリートの圧潰とほぼ同時あるいはその直後に中間支点付近の下フランジの局部座屈現象がみられたが、桁の横倒れ座屈あるいはウェブのせん断座屈などの不安定現象は、桁の最終状態に至るまで見られなかった。写真－７．３は載荷点コンクリートの圧潰状況を、また、写真－７．４は試験終了後の桁の全景を示す。

表－７．６に最大モーメントの実験値と計算値とを示す。実験値は荷重と中間支点反力の測定値から算出した最終状態における作用モーメントであり、計算値は荷重点におけるコンクリート上縁の圧潰ひずみを－０．００３５と仮定した［６］時の抵抗モーメントの値である。実験値のＭｐの方は各桁ともほぼ同じ値となっているが、Ｍｎの方は次のような差が見られる。すなわち、Ｂ１はＡに比べ約７％小さく、非合成区間を設けることにより、中間支点断面の曲げ耐荷力が若干低下するが、Ｂ１ＲあるいはＢ２Ｒのようにせん断補強した場合には、補強しない場合に比べ６～１１％ほど耐荷力が増加するようである。いずれにしても、今回の実験ではすべて荷重点の方が中間支点よりも先に壊れたため、各桁のＭｎがその終局曲げ耐荷力にどの程度まで近づいていたかは不明であり、断言はできないが、断続合成とすることにより若干曲げ耐荷力が低下することは避けられないようである。

なお、計算値はいずれも実験値と比較的良くあっており、第６章で示した数値計算法により断続合成桁の終局曲げ耐荷力をかなり正確に評価できることがわかった。

表－７．６　最大曲げモーメント

試験桁	正モーメント　Mp（荷重点）			負モーメント　Mn（中間支点）		
	実験値 (t･m)	計算値 (t･m)	計算値／実験値	実験値 (t･m)	計算値 (t･m)	計算値／実験値
A	47.27	46.94	0.993	-38.43	-39.16	1.019
B1	48.31	46.60	0.965	-35.82	-35.31	0.986
B1R	44.59	45.63	1.023	-39.74	-36.24	0.912
B2	47.80	46.93	0.982	-31.71	-33.51	1.057
B2R	47.09	46.55	0.989	-33.48	-33.78	1.009

７．４　結　言

断続合成桁の基本的な曲げ性状を調べ、あわせて第６章の数値解析法の妥当性を検証するために実施した、２径間連続合成桁による静的載荷試験結果より以下のことがわかった。

（１）　ひびわれ性状（分布、幅）は主として鉄筋量によって変化し、合成形式あるいはせん断補強の有無などの影響は少ない。しかし、断続合成とすることによりひびわれ幅は全域合成に比べ１５～２０％程度減少する。

（２）　桁の応力・変形性状は負モーメント域の軸方向引張力が大幅に減少する以外、全域合成の場合とほとんど変わらない。しかし、この軸力の減少はそのままひびわれ幅の減少につながらない。

（３）　断続合成桁では合成・非合成境界部に水平せん断力の集中現象が見られたが、この境界部にスタッドを追加配置してせん断補強することにより、せん断力の集中がかなり緩和できる。

（４）　断続合成桁の正モーメントに対する曲げ耐荷力は全域合成と同じであるが、負モーメントに対する耐荷力は若干低下する。

（５）　第６章の数値解析法は全域合成桁あるいは断続合成桁の弾塑性曲げ性状の追跡および曲げ耐荷力の評価に対しほぼ妥当な結果を与える。

参 考 文 献

1）橘　善雄、田井戸米好、岩永安正、久保田隆三郎：部分合成ゲタの実験，土木技術，２０巻１１号，pp．３９～４５，１９６５－１１．

2）橘　善雄、増田吉弘、植田幸男、吉川　紀：合成ゲタの一実験について，土木技術，２１巻５号，pp．３５～４１，１９６６－５．

3）市場　悟：部分合成桁の静力学的特性について，　第９回日本道路会議論文集，第４部会　４７０，pp．４０３～４０４，１９６９．

4）日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅰ共通編，Ⅱ鋼橋編，　丸善，昭和４８年１２月．

5）Viest, I.M. : Investigation of Stud Shear Connectors for Composite Concrete and Steel T-Beams, Journal of ACI, Vol.27, No.8, pp.875～891, April, 1956.

6）日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅰ共通編，Ⅲコンクリート橋編，丸善，pp．９６～１０６，昭和５３年１月．

第８章　　結　　論

本論文では、現行道路橋示方書に規定されたプレストレスしない連続合成桁について、スタッドの溶接されたフランジの疲労現象を明らかにするとともに、負モーメント域のずれ止め配置に関し床版のひびわれ性状の改善を考慮に入れた、より合理的な設計方法を得るために実施した、基礎的な実験的ならびに理論的研究について詳述した。

以下、本論文で得られた主要な結果を章別に要約する。

第１章においては、まずプレストレスしない連続合成桁の発展経緯について述べ、全域合成を前提とする現在のずれ止め設計法に対しフランジの疲労強度および床版のひびわれ性状の改善の点から再考の余地のあることを説明して本論文の研究目的を明らかにした。さらに、国の内外の既往の研究を概観し、各国における連続形式合成桁の発展の動向を概説するとともに、スタッド溶接フランジの疲労強度に関する問題が未だ十分に解明されていないことを示した。

第２章においては、単純支持および連続支持の模型桁を用いた疲労試験による実験的研究から、全域合成桁の主として負モーメントに対する各種疲労性状を明らかにし、

（１）床版の最大ひびわれ幅は繰り返し数とともに著しく増大していくことは無く、ほぼ一定の値を保つ。

（２）床版内軸方向鉄筋と鋼桁との協力度は２００万回載荷後もほとんど変化しない。

（３）桁の疲労破壊は引張フランジのスタッド溶接部に疲労亀裂が生じ、繰り返し数とともにフランジ全幅からウェブ内へと進展する形式をとり、フランジの疲労強度低下に対しスタッドに作用するせん断力が大きな影響をもつ。

などの結果を得た。

第３章においては、３種の鋼材（ＳＳ４１，ＳＭ５０Ａ，ＳＭ５８Ｑ）を用いたスタッド付き鋼板試験片の疲労試験により、鋼板の静的強度あるいは疲労強度に及ぼすスタッド溶接の諸影響を実験的に解明した。特に組み合わせ疲労試験については引張力とせん断力の任意の組み合わせを与え得る特別な試験装置を考案して、スタッドせん断力の影響を明らかにした。各試験結果は以下の通りである。

（１）スタッド付き鋼板の機械的性質は溶接熱による材質変化あるいは余盛部における応

力集中などにほとんど影響されない。

（２）スタッド溶接鋼板の引張疲労強度は主として余盛止端部における応力集中に左右され、溶接部の内部欠陥あるいは材質変化などにはほとんど影響されない。この２００万回時間強度は鋼種にかかわらず黒皮付き母材の疲労強度の３７～４０％程度となり、応力範囲で約１０～１３ kg/mm² であった。

（３）組み合わせ応力を受ける場合には、せん断応力の大きさにほぼ比例して疲労強度が低下し、例えばせん断応力範囲が６ kg/mm² の時の２００万回時間強度は鋼種にかかわらず約５．５ kg/mm² となる。

第４章においては、有限要素法によりスタッド付き鋼板の３次元弾性応力解析を行い、スタッドによる応力集中あるいはせん断力の伝達機構を明らかにし、鋼板の引張りまたはスタッドの押し抜きせん断に対する各疲労破壊現象を説明した。これらの解析結果より以下のことがわかった。

（１）スタッド付き鋼板では、いずれの荷重状態においても荷重に最も近い余盛止端部の鋼板表面に応力集中が生じ、荷重方向の垂直応力度成分が最も支配的である。

（２）引張りとせん断とが同時に作用する場合には極めて大きな応力集中を示すが、ほぼ両者が単独に作用する場合の重ね合わせとみなして良いようである。

（３）スタッドは作用せん断力に対し主として軸部の曲げ変形、余盛部と軸部のせん断抵抗および頭部の引き抜き抵抗の３つの応力成分で抵抗している。

（４）応力集中点は鋼板内に進展する疲労亀裂の発生点と完全に一致し、さらにこの点近傍の主応力分布から亀裂の進展経路を明らかにすることができる。

（５）せん断による応力集中はスタッド長にかかわらずほぼ一定であり、コンクリートの剛性が低下するとその度合が増大することから、押し抜きせん断疲労試験結果における疲労強度とスタッド長あるいはコンクリート強度との関係に対する一つの説明になり得る。

第５章においては、第４章の解析結果に基づいて引張りとせん断の組み合わせ応力下における疲労強度の評価方法を提案し、桁試験および鋼板試験の２つの異なる試験方法によるスタッド付き鋼板の疲労現象に対し統一的な解釈を与え、スタッド溶接フランジの疲労強度を鋼板試験結果から推定できることを示した。これらの主な結果は次の通りである。

（１）鋼板の疲労強度に対する評価応力としては疲労亀裂発生位置近傍における相当応力度が適当であり、これによれば３種の鋼材に対する疲労データは、鋼種あるいはせん断力にかかわらずＳ－Ｎ線図上において比較的ばらつきの少ない一つの分布帯域を形成する。

その算定式は次の通りである。

$$\sigma_e = \sqrt{2.174\ \sigma_0^2 + 5.834\tau_0^2 + 6.521\sigma_0 \cdot \tau_0}$$

（２）桁試験結果を不完全合成理論により評価し相当応力によって整理すれば、かなりまとまりの良いＳ－Ｎ関係が得られ、これらは鋼板試験結果のほぼ上限付近に位置し両者の間に良好な対応が見られるようになる。

第６章においては、連続形式合成桁の弾塑性領域の力学的特性を解析面から明らかにするために、不完全合成を考慮に入れた数値計算用プログラムを開発し、負モーメント域のずれ止め配置による桁の弾塑性曲げ性状および耐荷力などの変化を調べ、中間支点上の軸力低減に対して負モーメント域の効果的なずれ止め配置方法を提案した。これらの結果は以下の通りである。

（１）床版と鋼桁間の相対ずれを考慮に入れた差分法に基づく数値解析用プログラムは、第７章における実験値との比較などから、任意のずれ止め配置をもつ連続形式合成桁の弾塑性曲げ挙動をほぼ終局状態に至るまで十分に追跡できることがわかった。

（２）不完全合成形式では断続合成形式に比べ、中間支点上の軸力の低減はわずかであり、従って断面の変形は小さい。また、単位長さ当たりの水平せん断力の集中は生じないが、ずれ止め１本当たりの作用せん断力は断続合成よりも大きくなる場合があり、これに対するせん断補強は困難である。

（３）軸力の低減効果、水平せん断力の集中および耐荷力の低下などから考えて、断続合成形式における非合成区間長は負モーメント域の５０％程度が限度である。

（４）断続合成形式の合成・非合成境界部における水平せん断力の集中に対する補強方法としては境界付近に局所的にずれ止めを追加配置するのが効果的である。その量は取り除かれるずれ止め本数の半分以上、同数程度までが適当である。

第７章においては、２径間連続の全域合成桁と断続合成桁について静的載荷試験を行い、第６章での数値計算法の妥当性を検証するとともに、断続合成桁の基本的な構造特性、弾塑性曲げ挙動および耐荷力などを調べ、それらのせん断補強あるいは鉄筋量による相違を実験的に明らかにした。これらのうち主な結果は次の通りである。

（１）ひびわれ性状（分布、幅）の、合成形式あるいはせん断補強の有無などによる影響は少ない。しかし、断続合成とすることによりひびわれ幅は全域合成に比べ１５～２０％程度減少する。

（２）断続合成桁の応力・変形性状は、中間支点上の軸方向引張力が大幅に減少する以外、全域合成桁の場合とほとんど変わらない。

（３）合成・非合成境界部にスタッドを追加配置してせん断補強することは、水平せん断力の集中を緩和するのにかなり効果的である。

（４）断続合成桁の正モーメントに対する曲げ耐荷力は全域合成と同じであるが、負モーメントに対する耐荷力は若干低下する。

第８章においては、本研究で得られた主な結論をまとめて示し、さらに、それらを総括して連続合成桁橋の負モーメント域のずれ止め配置に対するより合理的な設計法の一試案を提示した。

以上の成果を総括して、次に現行道路橋示方書に示されるプレストレスしない連続合成桁の、特に負モーメント域のずれ止め設計法について検討を加え、一つの改善案の提示を試みる。なお、正モーメントに対する設計など基本的な事項については現示方書によるものとする。

まず、現在の設計法は第１章でも述べたように、桁全長にわたるずれ止め配置を原則とし、一つの着目断面において正の曲げモーメントに対しては合成断面で、負の曲げモーメントに対しては鋼断面でそれぞれ抵抗するものとしている。このため中間支点付近の床版にはひびわれの発生することを容認するが、その大きさが有害なもの（最大値で約０．２㎜を想定）とならないよう、最小軸方向鉄筋量（鉄筋比および周長率）に対する規定が設けられている。これに対し、本論文の第２章と第７章の実験あるいは第６章の数値解析の諸結果から判断すれば、ずれ止め配置については主として床版のひびわれ性状の向上、すなわちひびわれ本数とひびわれ幅の減少の点から、中間支点上の一部区間にはずれ止めを配置せずに非合成とするいわゆる部分的な断続合成形式とするのが望ましいようである。以下、主な項目ごとに改善方法とその根拠などについて述べる。

なお、本章では、「道示」とは我国の現行の道路橋示方書［１］を指し、アメリカおよびイギリスの各道路橋示方書［２，３］はそれぞれ「AASHTO」および「BS5400」と呼ぶことにする。

（１）ずれ止め配置と抵抗断面

中間支点上の非合成区間長は床版のひびわれ性状と抵抗断面のとり方の二つの相反する

事柄と密接に関連するため、両者のバランスを考えて、死荷重による負モーメント域の３分の１程度が適当であると考えられる。すなわち、まず、ひびわれ性状については２．４あるいは７．３の実験より、断続合成においては幅の大きいひびわれが数少なく発生するいわゆるひびわれの集中が見られ、また負モーメント全域を非合成としても鉄筋軸力の減少（約６０％減）に比べ、ひびわれ幅の減少は１５～２０％程度であったことなどから、非合成区間長を大きくとった断続合成が必ずしもひびわれ性状を大幅に改善することにはつながらないことがわかった。そこで、中間支点直上付近のみを非合成にすれば、ひびわれがある程度分散し極端なひびわれ幅の集中を避けることができ、かつ軸力も低下するためひびわれ幅についても若干の効果を期待できるものと思われる。また、６．４における非合成区間長に対する検討では、軸力の低減、耐荷力の低下およびせん断力の集中などから判断してその長さは最大でも負モーメント域の約半分が限度であるという結論が得られたが、若干の余裕を見込んで３分の１程度が適当であろう。

次に、抵抗断面については、６．４の解析によれば負モーメント域の３分の１を非合成とした時の軸力は、鋼断面としての値に比べ１０～１５％程度減少することになるが、Fisherら［４］あるいは Johnsonら［５］によれば、ひびわれたコンクリートも実際には幾分桁の曲げ剛性に寄与し、鋼断面としての剛性に比べ平均約６％程度大きくなっていると報告していることから、これらを相殺すれば近似的にほぼ鋼断面とみなせるようである。従って、設計上の抵抗断面は道示と同じく、正モーメントに対しては合成断面で、負モーメントに対しては鋼断面でそれぞれ抵抗すると考えて良いものと思われる。

現在の道示には合成桁の終局強度に関する規定は無いが、将来、終局強度に基づく設計法が採用される場合の終局抵抗断面の取り扱いとしては、鋼断面によるのが適当であると考えられる。これは７．３の実験において、断続合成の中間支点上の耐荷力は全域合成に比べ約７％しか低下せず、せん断補強すれば耐荷力が若干増加したこと、あるいはAASHTOの断続合成についても鋼断面とされていることからも妥当であろう。

（２）ずれ止めのせん断補強

６．３で述べたように、断続合成とした場合には合成・非合成の境界部のずれ止めにせん断力が集中することから、この付近のずれ止めに対しせん断補強する必要がある。また、これは軸方向鉄筋の鋼桁への協力程度の増大に寄与し、抵抗断面を鋼断面とみなすためにも補強しなければならない。６．４の検討結果に基づけば、負モーメント域の３分の１程度を非合成とする場合にはそれ程大きなせん断力の集中は生じないようであるが、鉄筋の

より確実な定着を期待するためにもせん断補強するのが望ましく、その方法としては、合成・非合成境界部にずれ止めを追加配置するのが効果的であり、その量は取り除かれるずれ止め量の半分以上とすれば十分であるとの結論が得られている。具体的には実設計を行うなどさらに十分な検討が必要であるが、例えば、非合成区間に対しても合成断面としてずれ止め量を算出しておき、この半分と本来境界部に配置すべきずれ止めとを合わせた本数について、最小間隔の規定（道示９．５．５）に従って境界点から正モーメント側に密に配置することが考えられる。

現在のところ、実際の桁の中におけるずれ止めせん断力を直接測定する方法は無いので計算による推定しかできないが、特に負モーメントを受けて床版がひびわれ、不連続となる場合にはこれを厳密に評価することは極めて困難である。一般的にはコンクリートを無視して軸方向鉄筋のみについて鋼桁との十分な協働作用を仮定し、その断面１次モーメントから水平せん断力を算出するが、これも真に妥当であるかどうか疑わしい。　例えば、５．４で述べたように、ずれを考慮した不完全合成理論によれば、水平せん断力は鋼断面としての計算値に比べ８０～４０％程度と推定された。しかし、設計においてはこのような複雑な計算ができないため、やはり、初等曲げ理論により鋼断面あるいは合成断面として算出するのが安全側となり、また十分であると考えられる。その際、鋼断面とするかあるいは合成断面とするかについては議論の分かれるところであるが、ここでは一応、道示の９．５．７の解説に基づき、現状どおり合成断面としてずれ止めを配置するのが良いと思われる。

（３）床版のひびわれおよび鉄筋量と配筋

BS5400では床版のひびわれ幅に対する規定が設けられ、ひびわれ制御の点から軸方向鉄筋の量が決まるようであるが、AASHTOおよび道示ではひびわれ幅に対する規定は表面には現われておらず、いずれも鉄筋量を規定することで暗黙のうちに有害なひびわれの発生を規制している。一般にコンクリートのひびわれにはかなりのランダム性が見られるため、厳密に規定してもあまり意味がないように思われ、また非合成区間長が短くほぼ全域合成的な挙動が予想されることから、現状のまま（道示９．２．３）で十分であろう。

（４）スタッド溶接フランジ

第３章から第５章において本問題をより厳密に取り扱い、疲労亀裂の発生原因を解明し、また組み合わせ応力下における疲労強度の評価方法を提案した。AASHTOあるいはBS5400ではこの問題に対する配慮がなされ、スタッド付き鋼板の引張試験結果などに基づき、一応、

ずれ止めの中間支点直上付近への配置規制または引張りフランジに取り付けられるスタッドの軸径制限に加え、疲労許容応力度および疲労設計法がそれぞれ提示されている。これに対し、道示にはこれに関する規定が無く、これまでプレストレスしない連続合成桁の設計においては常識的に中間支点直上の上フランジへのスタッド配置は避けられてきたようである。前述のように部分的な断続合成形式とすれば、最も高応力となる中間支点直上にはスタッドが配置されず好都合であるが、なお、より一層の安全のためには、合成・非合成境界点におけるスタッド溶接部について、５．２で提案した疲労強度の評価方法を用いて疲労に対し照査することが望ましい。

以上、連続形式合成桁の負モーメント域のずれ止め設計法をより合理的なものとするための改善案についてその概略を示したが、実用に際しては実設計との関係などから、今後さらに次のような点について検討を加えていく必要があるものと思われる。

ｉ）ずれ止めのせん断補強について、追加スタッド本数の算出方法およびその配置方法（主として間隔）。

ii）ひびわれた鉄筋コンクリート床版におけるずれ止めせん断力の伝達機構とその評価方法。

iii）非合成区間へのスラブ止め配置の是非。

参 考 文 献

1）日本道路協会：道路橋示方書・同解説　I共通編，II鋼橋編，丸善，　昭和５５年２月.

2）American Association of State Highway and Transportation Officials　：Standard Specifications for Highway Bridges, 13th Edition, 1983.

3）British Standards Institution　：　BS5400　Steel, Concrete and Composite Bridges,　Part 5. Code of Practice for Design of Composite Bridges, 1979.

4）Fisher, J.W., J.H. Daniels　& R.G. Slutter　：　Development of Design Criteria for Continuous Composite Steel-Concrete Bridges —— Final Report, Fritz Engineering Laboratory Reports No.359.6, Lehigh University, April, 1972.

5）Johnson, R.P.　&　R.W. Allison　：　Shrinkage and Tension Stiffening in Negative Moment　Regions of Composite Beams,　The Structural Engineer, Vol.59B,　No.1,　pp.10～16, March, 1981.

謝　　辞

本論文は、昭和４２年１０月に全域合成桁の疲労実験に着手して以来、現在に至るまでに実施した主として連続形式合成桁に関する実験的研究ならびに理論的研究をまとめたものであり、この間終始、懇切なる御指導と不断の御鞭達を賜わりました大阪大学工学部前田幸雄教授に衷心より感謝の意を表します。

大阪大学工学部　小松定夫教授ならびに五十嵐定義教授には、本論文をまとめるに当たり、貴重な御助言を賜わりました。ここに厚く感謝の意を表します。

筆者の所属する土木工学科橋梁研究室の松井繁之講師には、各種実験の遂行においてあるいは本論文の取りまとめに際し、数々の極めて有意義な御示唆・御助言を賜わり、また大倉一郎助手には数値解析に関する多くの有益な御助言を頂き、さらに西山六朗技官には各種実験の遂行上多大な御協力を得ました。ここに深く感謝の意を表します。

また、かって当研究室に在籍されました林　正助教授（現、長岡技術科学大学）には、数値解析ならびに数値計算技法について極めて有益なる御教示を賜わり、中山次雄助手（現、日本建築総合試験所）には各種実験の遂行において絶大なる御助力を頂きました。ここに深甚の謝意を表します。

最後に、本論文を構成する各研究において多大の御協力を頂いた橋梁研究室の大学院修了生および学部卒業生の諸氏に心から感謝の意を表します。

【付録】　　発表論文

（１）　前田幸雄、梶川靖治　：　負モーメントをうける合成桁の疲労破壊に関する研究，第１６回橋梁・構造工学研究発表会（構造物またはその構成要素の終局強度に関する研究），pp. ７１～８０，１９６９－１２．

（２）　Y. MAEDA and Y. KAJIKAWA : Fatigue Behavior of Composite Beams Subjected to Negative Moment, Proceedings of the Symposium on Ultimate Strength of Structures and Their Components, 16th National Symposium on Bridge and Structural Engineering, pp.101～120, Sept., 1971.

（３）　Y. MAEDA and Y. KAJIKAWA : A Study on the Fatigue Strength of Steel Plate with a Stud Shear Connector, Technology Reports of the Osaka University, Vol.21, No.1022, pp.691～703, Oct., 1971.

（４）　Y. MAEDA and Y. KAJIKAWA : Fatigue Strength of Steel Plates with a Stud Shear Connector for Application to Continuous Composite Beams, Preliminary Report, 9th Congress of IABSE, Amsterdam, pp.145～156, May, 1972.

（５）　前田幸雄、佐伯章美、日種俊哉、梶川靖治　：　鋼道路橋の合成桁の設計　―合成作用の取扱いについて―，道路，pp. ６４～７５，１９７２－７．

（６）　前田幸雄、梶川靖治、石渡正夫　：　スタッドジベル溶接部の性質と疲労強度について，川崎製鉄技報，第４巻，第３号，pp. １１１～１３３，昭和４７年７月．

（７）　前田幸雄、松井繁之、梶川靖治、川井　豊　：　繰り返し荷重をうける橋梁構造部材安全性の現象論的考察，第１９回橋梁・構造工学研究発表会（荷重、外力と構造物の安全性），　pp. ７９～８８，１９７２－１２．

（８）　前田幸雄、梶川靖治、泉　保孝　：　断続形式合成げたの疲れ性状について，

第１１回日本道路会議一般論文集，５２０，pp. ４１１～４１２，昭和４８年１１月.

(９) Y. MAEDA, S. MATSUI Y. KAJIKAWA and Y. KAWAI : Structural Safety of Members in Highway Bridges Subjected to Repeated Loadings, Proceedings of the Symposium on Loading and Safety of Structures, 19th National Symposium on Bridge and Structural Engineering, pp.127～147, March, 1974.

(１０) 関西道路橋調査研究委員会／合成構造小委員会 : 西ドイツ・鋼合成ゲタ設計施工指針（案）について，橋梁と基礎，Vol.１０， No.７， pp. １９～６，１９７６－７.

(１１) 関西道路橋調査研究委員会／合成構造小委員会 : 英国におけるＢＳ５４００合成橋梁の新しい設計規準（案）について（上）、（下）， 橋梁と基礎，Vol.１２， No.１１，pp. １～７， No.１２，pp. ３３～３７，１９７８.

(１２) Y. MAEDA and Y. KAJIKAWA : Ultimate Strength of Partial-Composite Continuous Girders, Proceedings of the U.S.A.-Japan Seminar on Composite Structures and Mixed Structural Systems, Developments in Composite and Mixed Construction, pp.93～97, March, 1979.

(１３) Y. MAEDA and Y. KAJIKAWA : Further Study of Fatigue of Steel Plates in Tension with a Welded Shear Connector Loaded in Shear, Proceedings of the U.S.A.-Japan Seminar on Composite Structures and Mixed Structural Systems, Developments in Composite and Mixed Construction, pp.115～119, March, 1979.

(１４) Y. MAEDA, Y. KAJIKAWA and H. KIDA : Static and Fatigue Behavior of Continuous Composite Beams with Preflexed Beams, Technology Reports of the Osaka University, Vol.32, No.1649, pp.159～166, March, 1982.