

鋼製セグメントとRC躯体の接合部応力伝達に関する一考察

A Study on Stress Transfer Mechanism of the Connection between Steel Segmental Linings and Concrete Bodies

土橋浩*, 川田成彦*, 白鳥明*, 山田武正**, 吉岡健一**, 篠崎裕生***, 大竹省吾****

Hiroshi DOBASHI, Naruhiko KAWADA, Akira SHIRATORI, Takemasa YAMADA, Kenichi YOSHIOKA, Hiroo SHINOZAKI, Shogo OHTAKE

* 工修 首都高速道路公団 東京建設局 建設第一部 (〒160-0023 東京都新宿区西新宿 6-6-2)

** 三井住友建設(株) 土木事業本部 土木設計部 (〒164-0011 東京都中野区中央 1-38-1)

*** 三井住友建設(株) 技術研究所 (〒270-0123 流山市駒木 518-1)

**** 工修 (株)オリエンタルコンサルタンツ 東京事業本部 (〒213-0011 川崎市高津区久本 3-5-7)

Central Circular Shinjuku Route portion of the Metropolitan Expressway adopts "Partly excavation and connection method" to construct the turnoff structures, such as entrances/exits and junctions. One of the biggest challenges is to establish a method to design the connections between the steel segmental linings of the shield tunnels and the concrete bodies of the ramp ways. The experimental results based on the scale-down model experiments shows that the current design guideline for sandwich-type composite structures can be applicable with some modifications, in conjunction with large-scale two-plane shearing tests and nonlinear FEM analyses.

Key Words: shield tunneling, rigid connection, shear connector, push-out test

キーワード: シールドトンネル, 剛接合, シアコネクタ, 押抜きせん断試験

1. はじめに

首都高速中央環状新宿線では、図-1に示すような本線シールドトンネル(鋼製セグメントを使用)の一部を切開き、RC躯体と接合して本線と出入口の分岐合流部を構築する「切開き工法」を採用している。この接合部は、鋼製セグメントの縦リブを主桁近傍部のみ残して切断することにより平鋼状のシアコネクタとして利用することで合理的に応力伝達を図る構造を採用した。設計は形鋼をシアコネクタとした「鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案)」¹⁾(以下、指針(案))に基づくことを前提とした。

しかしながら、指針(案)では、沈埋函のように鋼板とそれにはさまれたコンクリートが一体となって挙動する合成構造を対象としているため、シアコネクタに作用するせん断力は構造物に生じる曲げモーメントにより発生する鋼板の軸力の変化分である。これに対し、当該接合部は、鋼製セグメントとRC躯体という異種構造物を結合する構造であるため、せん断伝達耐力に対する影響について設計式の適用性を確認する必要がある。

そこで、実物大のシアコネクタを用いた2面押抜きせん断試験を実施した。その結果、シアコネクタが1段の場合は試験結果と指針(案)の設計せん断伝達耐力式は整合することが確認されたが、シアコネクタを複数段設置した場

合は、指針(案)の設計式に比べて大きな耐力を有することが確認された²⁾。

なお、指針(案)の設計式は、シアコネクタを複数段配置する場合の耐力低減係数を引抜きせん断試験により推定したものであり、荷重作用および支持条件が異なっていることに起因して進行性破壊が発生し、1段当りの耐力の総和で全体の耐力を評価できないことが確認されている³⁾。

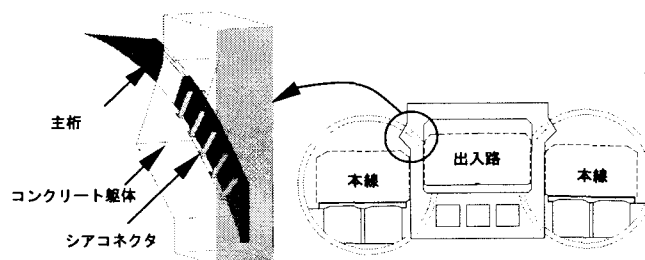


図-1 接合部概要

本研究では、まず、既往の研究成果に基づいて、平鋼をシアコネクタとしたせん断伝達機構を支配する要因について考察した。シアコネクタからの伝達せん断力分布は拘束条件によって異なり、破壊耐力を支配することが想定されたため、実構造での条件に近い状態での押抜きせん断試験を実施し、応力伝達および耐力を確認した。同時に応力伝達モデルおよび非線形FEM解析により試験結果のシミ

ュレーションを実施し、応力伝達機構および耐力、さらには当該接合部のシアコネクタの設計について考察した。

2. 形鋼シアコネクタに関する既往の研究成果

2.1 指針（案）での設計式

指針（案）では形鋼をシアコネクタとして用いる場合のせん断伝達耐力の設計式が次式で与えられている。なお、同式は、指針（案）で従来単位系 kgf で標記されている設計式を SI 単位系 N に書き直したものである。原式では、鋼材がせん断破壊する場合を想定し、鋼材強度からの耐力限界値も設定しているが、ここでは本構造での破壊形態に着目し割愛している。

$$V_{sca} = \frac{5.59 \cdot h_{sc} \cdot w_{sc} \cdot f_{cd}^{1/2} \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3}{\gamma_b} \quad (1)$$

ここに、

$k_1 = 2.2(t_{sc}/h_{sc})^{2/3}$ ただし、 $k_1 > 1$ となる場合は $k_1 = 1$

$k_2 = 0.4(t_{sc}/t_{sc})^{1/2} + 0.43$ ただし、 $k_2 > 1$ となる場合は $k_2 = 1$

$k_3 = (S_{sc}/h_{sc}/10)^{1/2}$ ただし、 $k_3 > 1$ となる場合は $k_3 = 1$

f_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度

h_{sc} : シアコネクタの高さ

w_{sc} : 作用せん断力と直角方向のシアコネクタの幅

t_{sc} : シアコネクタがついている鋼材（母材）の厚さ

t_{sc} : シアコネクタの厚さ

S_{sc} : 作用せん断力方向のシアコネクタの間隔

γ_b : 部材係数で、一般に 1.3 としてよい

すなわち、指針（案）ではコンクリート端部の支圧破壊強度式を基本とし、実験結果からシアコネクタの剛性、母

材の剛性、複数段配置に対する影響を考慮し、それぞれ k_1, k_2, k_3 という係数で耐力低減の度合いを評価している。

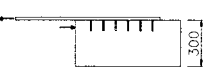
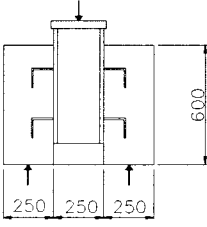
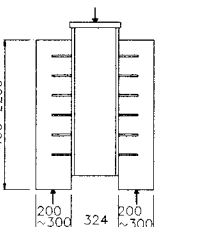
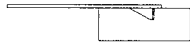
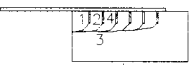
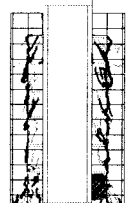
2.2 既往の実験結果

指針（案）を作成する際の根拠とされた実験等に加え、今回の接合部を対象として実施された実物大の 2 面押抜きせん断試験を含めた既往の実験概要を表 1 に示す。実験 1 から実験 3 が指針（案）の根拠とされた実験であり、実験 4 が当該構造を想定した実験である。なお、その際、これらの各実験の相違を明確にするために以下に基づいて整理している。

- ① 形鋼の種類
- ② シアコネクタの段数
- ③ 載荷形態（支持条件）

表に示すように、実験 1¹⁾および実験 2²⁾は片面にのみシアコネクタが配置された鋼材を引抜く実験であり、指針（案）の計算式はこれらの実験に基づいて設定されている。実験 1 は 1 段のシアコネクタに対してシアコネクタの高さ、厚さ、母材の厚さ、実験 2 は複数配置のシアコネクタに対して、その数、間隔をパラメータとした実験である。実験 3 は山形鋼を用いた 2 面押抜きせん断試験であり、この結果からは 2 段配置の場合も相互干渉の影響はなく、単独の耐力の総和で評価できることが示された³⁾。また、山形鋼とスタッドジベルの組合せについても実験されており、この場合にも同様の単純和で耐力評価できることが確認されている。実験 4 は、2 面押抜きせん断試験によるシアコネクタのパラメータ実験であり、シアコネクタ間隔については指針（案）よりもせん断伝達耐力が高く評価できることを確認した²⁾。

表 1 既往の実験概要

実験研究者	実験 1 上田, Chin	実験 2 Chuar, 島, Virach	実験 3 山田, 清宮	実験 4 川田, 白鳥ら
実験概要				
形鋼	平鋼	平鋼	山形鋼	平鋼
シアコネクタ段数	1	2, 4, 5, 6, 7, 8, 10	2	1, 4, 6
荷重作用	引張	引張	圧縮	圧縮
破壊状況	複数の破壊形態を確認。指針（案）の計算式には下記の破壊モードを評価 	進行性のせん断破壊 	シアコネクタ前面コンクリートの支圧破壊 	シアコネクタ前面コンクリートの支圧破壊 

2.3 応力伝達および耐力を支配する要因

(1) シアコネクタおよび母材の剛性

指針（案）では、せん断伝達耐力の評価に及ぼす要因としてシアコネクタ前面の支圧応力分布の相違を考慮しており、その分布はシアコネクタの剛性とシアコネクタ取付け基部の回転拘束によって影響されるとしている。すなわち、シアコネクタの剛性が低ければシアコネクタ前面のコンクリート支圧応力が局部的に増大するために耐力低下し、また、シアコネクタが付いている母材の剛性が低ければ基部でシアコネクタが回転するため同様に耐力低下すると考えている。

シアコネクタを1段配置した実験に関して、図-2にシアコネクタの高さ／厚さ比と k_1 および k_2 を考慮した計算値との関係を示す。図より、 k_1 及び k_2 によって剛性の影響を評価できているものと判断できる。

(2) シアコネクタの間隔

指針（案）では、シアコネクタの間隔の影響は式(1)の補正係数 k_3 によりシアコネクタの高さとの比として考慮されている。指針（案）では曲げに伴うずれせん断力に着目しているため、軸力に抵抗する際の荷重分担力不均一に伴う進行性破壊は想定しておらず、Chuar らの実験の1段当りの最大発現値に基づいてシアコネクタの間隔の影響のみを評価する係数として k_3 を設定している。図-3に示すように、大型2面せん断試験の結果は指針（案）よりもすべて大きく、一つの試験値を除いて $k_3=1.0$ 程度と評価できた。これは、載荷形態の相違が影響していると考えられる。

(3) シアコネクタの段数

シアコネクタが複数段配置された実験におけるシアコネクタ1段当りの耐力について、図-4に試験値と計算値の比とシアコネクタ段数の関係を示す。シアコネクタの段数が増加するほど、1段当たりの耐力は低下する傾向を示す。特にChuar らの1面引抜きせん断試験は、明確な進行性破壊を呈し、押抜きせん断試験に比べて全体の耐力が低くなる。

(4) 試験方法

押抜きせん断試験では鋼材は圧縮応力状態であるためシアコネクタ間隔は短縮されることになる。したがって、シアコネクタ間のコンクリートは圧縮応力状態となり鋼材と共同して軸力を負担する。一方、引抜きせん断試験では鋼材には引張応力が生じるためにシアコネクタ間は伸張し、シアコネクタ間のコンクリートは側方コンクリートへせん断力を伝達する役目のみを負うことになる。

また、両試験ともに荷重作用端に近いシアコネクタからの伝達力が試験初期においては最大となるが、引抜きせん断試験では荷重作用端に近い側から順次コンクリートが破壊する進行性破壊となる。その際、コンクリート側の破壊はシアコネクタの形状と支持条件に応じて支圧あるいはせん断破壊となる。これに対し、押抜きせん断試験では荷重作用端からの伝達力が大きくてもコンクリートからの反力は支持端に集中するために、コンクリートの破壊は支持端から生じやすくなるものと考えられる（図-5）。

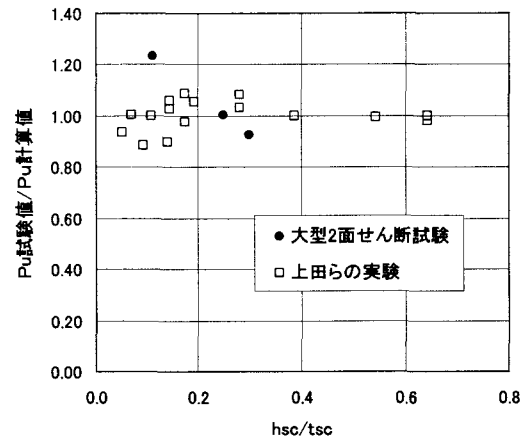


図-2 シアコネクタの剛性に関する比較

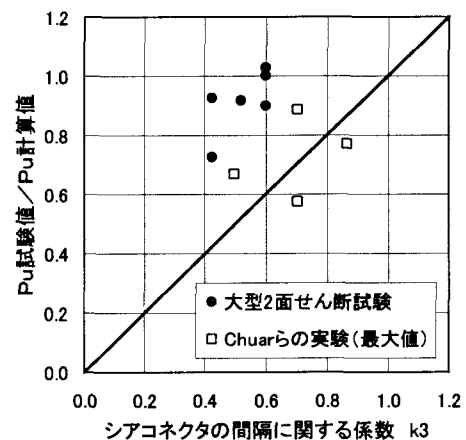


図-3 シアコネクタ間隔の影響

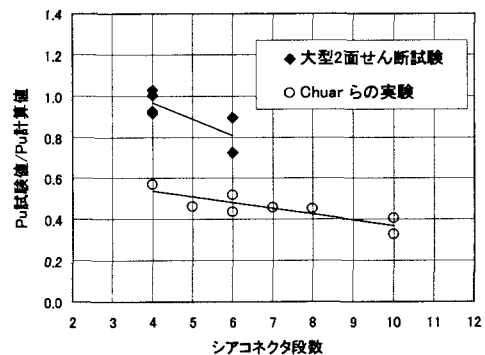


図-4 シアコネクタ段数の影響

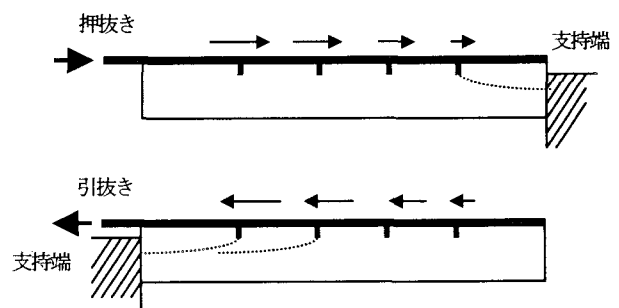


図-5 試験方法の影響

3. 接合部縮小模型破壊試験

3.1 試験概要

実構造物においてはシールド鋼製セグメント主桁（以下、主桁）からの荷重作用端の反対側（下端側）は解放されており、シアコネクタを介したせん断伝達は、前述した実験のような下端拘束などの人為的な境界条件がない。また、せん断耐力はシアコネクタ近傍のコンクリートのせん断応力あるいは支圧応力だけで決定されるとは限らず、部材としての曲げモーメントおよびせん断力の影響を受けるため、それらの破壊と複合した進行性破壊となることも想定された。以上のことから、実構造物に近い境界条件、応力状態を反映し、図-6 に示す 1/2 縮尺を基本として両端を単純支持した試験体により接合部縮小模型試験を実施し、主として次を確認することとした。

- ① 実構造物に即した条件下での平鋼シアコネクタのせん断伝達機構の確認
- ② 実構造物に即した条件下での平鋼シアコネクタによるせん断耐力の確認
- ③ スタッッドによるせん断耐力補強の効果確認

試験体は、下端拘束の影響を無視できるように両端を単純支持し、梁中央に設置した主桁の埋め込み長さは、実構造の約 1/2 となる 1m とした。主桁下端から最上段のシアコネクタまでの高さは約 900mm で、梁のせん断スパン長をその約 2 倍とすることで支承の影響を排除した。梁は、曲げ破壊しないように梁高さを主桁埋め込み長さの 2 倍以上としているため、主桁埋め込み部より上方は周りに発泡スチロールを巻いてコンクリートとの付着を切った。また、想定される主桁の押し抜きせん断耐力に対して梁がせん断破壊しないように、帯鉄筋（D25 あるいは D29）を 125mm 間隔で配置した。

主桁軸力をシアコネクタあるいはスタッッドのみで負担するように、主桁表面には剥離材を塗布し、コンクリートとの付着を切った。シアコネクタ間の主桁軸方向のひずみを計測することで、各段のシアコネクタのみあるいはシアコネクタとスタッッドを合わせた軸力負担（伝達軸力）が明確になるようにした。スタッッドは実構造において 16mm 径を使用することを想定し、その 1/2 である直径 8mm のものを削り出しにより製作した。面内スタッッドの長さは 60mm とした。面外スタッッドはシアコネクタの高さである 50mm よりも突出させ、シアコネクタ先端を繋ぐようなコンクリートの想定せん断破壊面に対して有効に機能するようその長さを 110mm とした。主桁およびスタッッドの仕様および配置状況を表-2 に、使用材料の材料特性値を表-3 に示す。また、荷重は一方方向の単調荷重とし、一定荷重毎にひび割れ状況等を確認した。

試験時には、ロードセルによる荷重荷重、ならびに機械式変位計による梁の変形および梁下端での鋼殻の抜け出し量を測定した。また、ひずみについては、上述の主桁軸方向ひずみのほかに、主鉄筋および帯鉄筋のひずみ、コンクリート表面のせん断ひずみ等を測定した。さらに、シアコネクタおよびスタッッドからコンクリートへの応力伝達

挙動を把握するために、それぞれの付け根近傍にひずみゲージを貼付し、軸ひずみおよび曲げひずみを計測した。

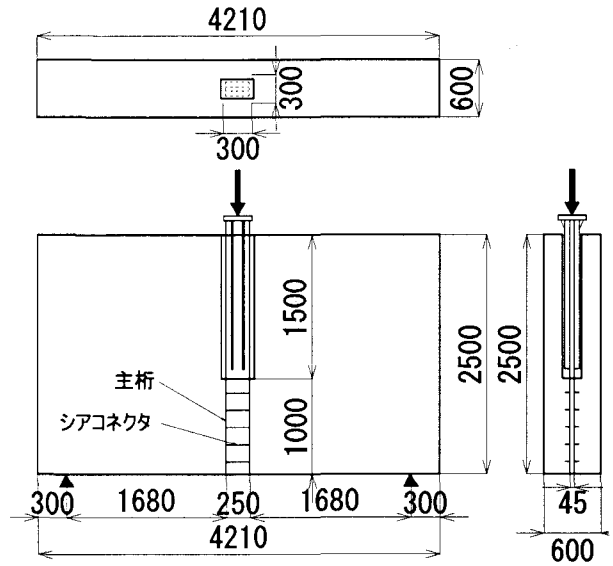


図-6 試験装置および荷重方法

表-2 主桁およびスタッッドの仕様（単位：mm）

項目	P1	P2	P3	P4
主桁厚さ	45			
主桁幅	250			
シアコネクタ高さ	50			
シアコネクタ厚さ	5.5			
シアコネクタ間隔	180	90	180	180
シアコネクタ段数	5	9	5	5
面内スタッッド	—	—	26	26
面外スタッッド	—	—	—	32
主桁およびシアコネクタの配置状況				

注：シアコネクタ段数は段数、スタッッドの数字は本数を示す

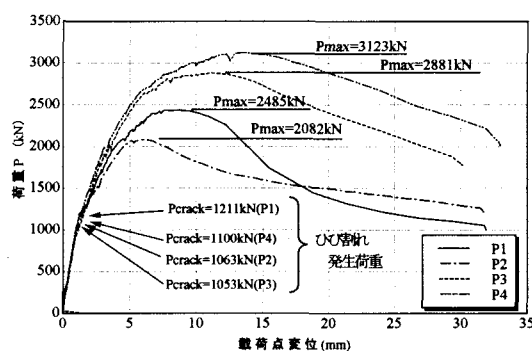
表-3 試験体の材料特性値（単位：N/mm²）

	P1	P2	P3	P4
コンクリート圧縮強度	35.1	33.3	35.8	36.4
コンクリート弾性係数	26,800	24,640	26,950	27,000
主桁降伏強度	364	335	364	364
シアコネクタ降伏強度	390	365	369	369

3.2 試験結果

(1) 荷重－変位関係

図－7に主桁頭部に与えた荷重と載荷点変位の関係を示す。最大耐力を平鋼シアコネクタの段数の違い（P1,P2）で比較すると、シアコネクタ段数の少ないP1試験体の耐力がP2試験体の耐力よりも20%程度大きくなった。P1試験体主桁の面内方向にスタッドを配置したP3試験体の耐力はP1よりもさらに20%程度耐力が向上し、面内スタッドの補強効果が明らかとなった。主桁面内方向に加え、面外方向にもスタッドを配置したP4試験体の耐力はさらに8%向上し、面外スタッドの補強効果も確認された。また、スタッドを配置した試験体の最大耐力時の変位はスタッドを配置していないものに比べ大きくなっており、じん性が向上していることが確認された。



図－7 荷重－載荷点変位関係

(2) シアコネクタによる応力伝達

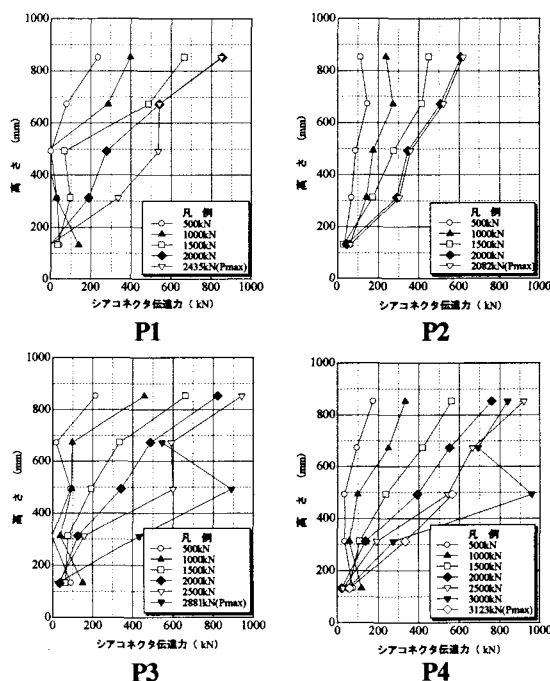
図－8は、P1～P4試験体について、主桁の軸方向ひずみの計測値より求めたシアコネクタからのせん断伝達力を比較したものである。P2試験体はシアコネクタ段数が異なり、P3およびP4試験体はスタッドが配置されている。ここでは、主桁側面での伝達力の大きさおよび分布を比較するために、シアコネクタが5段配置されている試験体の平鋼シアコネクタ位置を基準にしてその間の平鋼およびスタッドによる軸力負担をそれぞれ上下のシアコネクタに均等に分配して表示した。図より、P1～P4の全ての試験において試験体中央下端の曲げひび割れ発生荷重は1000kN強であり、ひび割れが発生するまでは最下段のシアコネクタからも応力は伝達されるが、ひび割れ発生以降は伝達力は低下することがわかる。

P2試験体は、他の試験体と比べて上方のシアコネクタから下方へと伝達力が直線的に滑らかに低下し、伝達力の高さ方向への変化は小さい。これに対して他の試験体はいずれも載荷初期段階では1段目、2段目のシアコネクタの負担が卓越しており、最終破壊段階に近づいた段階でこれら上部の負担が限界に達するとともに下方の3段目および4段目へと負担が移行していくことがわかる。

P1試験体では1500kNまでは上から2段目までのシアコネクタ負担が卓越しており、3枚目から下のシアコネクタの負担はほとんどない。しかし、2000kN程度以降では上から3,4段目の負担が増加する一方、上から1,2段目の負

担がほとんど変化しなくなることがわかる。最終的には主桁上方（1,2段目）の負担が下方（3,4段目）に移行したのち、下方のシアコネクタを起点とする押抜きせん断により破壊に至ったと考えられる。

スタッドの配置されているP3およびP4試験体についてもP1試験体と同様の傾向を示した。これらの試験体はP1試験体に比べてより滑らかに上方から下方へと伝達力が変化しているが、最終的には3段目、4段目の主桁中間部からの荷重伝達が卓越した後に破壊に至った。



図－8 シアコネクタによる伝達力

(3) 破壊状況

試験後に主桁周辺の試験体を切断し破壊状況を観察した。写真－1に、各試験体の破壊状況を示す。P2試験体のみ直交2断面が同時に観察できるようになっている。

シアコネクタ段数の異なるP1, P2試験体でA面（主桁と同一面）の破壊状況を比較すると、両試験体とも主桁とコンクリートの界面でせん断ずれが発生し、主桁の下方において斜め下方向に進展する斜めの破壊面が形成されていることがわかる。

一方、B面（主桁と直交面）の破壊状況に着目すると、まず、P2試験体ではシアコネクタ間隔がP1試験体に比べて狭いことから、シアコネクタ先端からの破壊面が直下のシアコネクタ先端からの破壊面と連続し、結果としてシアコネクタ先端を直線的に結ぶような破壊面が形成されていることがわかる。これに対し、P1試験体では、P2試験体に比べてシアコネクタ段数が少ないため、シアコネクタ先端からの破壊面が直下のシアコネクタ先端からの破壊面と連続せずに斜めに発達した膨らみを持ち、また、主桁下方の斜めひび割れによる破壊領域もP2試験体よりも大きくなっていることがわかる。すなわち、P1試験体の方がP2試験体よりも広範囲のコンクリート面がせん断抵抗に寄与しているということであり、これがP1試験体の耐

力向上に関与しているものと考えられる。

P1 試験体では、最終破壊段階においてシアコネクタからの軸方向伝達力は、3 段目および4 段目のシアコネクタの負担が卓越した後に最大耐力値に達するが、これは、B 面における主桁下方の斜めひび割れ破壊が、上から3 段目～4 段目のシアコネクタ付近を起点としていることと一致する。

主桁面内方向にスタッドを配置した P3 試験体では、A 面において、主桁～コンクリート界面に沿ってコンクリートが圧壊している領域と、そこから斜め下方方向に進展するひび割れが形成されており、スタッドによるせん断抵抗の状況を表しているものと考えられる。

主桁面内、面外方向にスタッドを配置した P4 試験体では、A 面は P3 と同様であるが、B 面では破壊面が下方に行くに従い広がる傾向にあり、面外スタッドの影響により破壊面の面積が大きくなることで耐力が向上したものと考えられる。

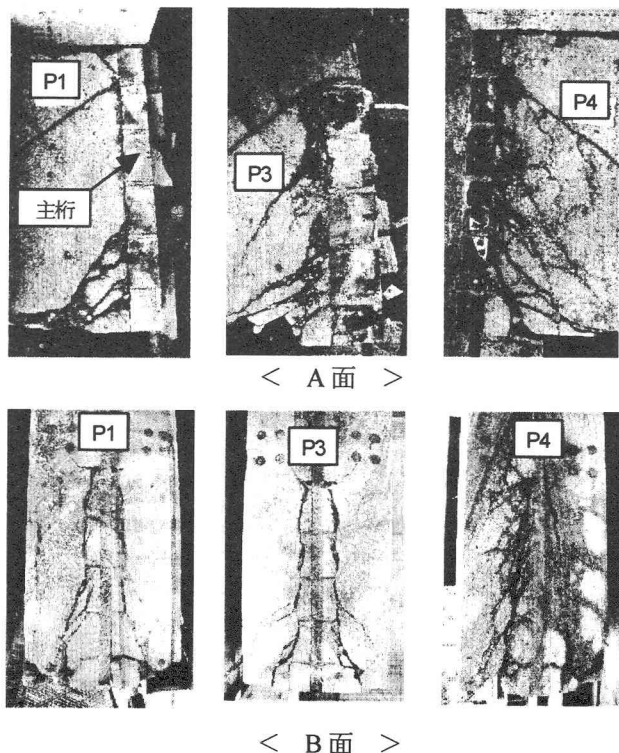
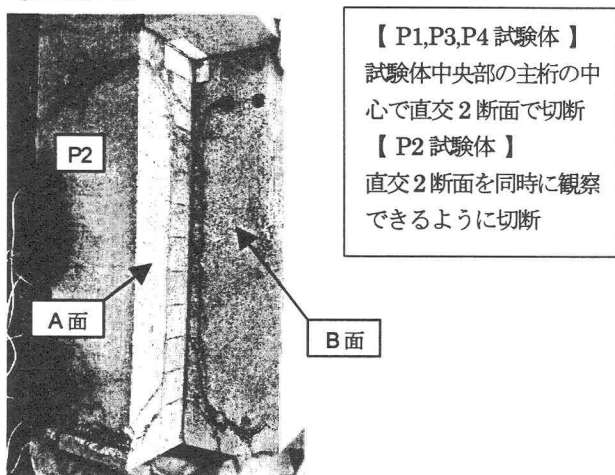


写真-1 破壊状況（試験後の切断面）

3.3 平鋼シアコネクタによる応力伝達機構の考察

(1) 応力伝達概念

複数のシアコネクタを介するせん断伝達においては、母材の剛性が一つの支配的な要因となる。母材の剛性の影響を概念的に考えるために、図-9 に示す柱状のコンクリート部材の片側に鋼板が設置され、無限大の曲げ剛性を有するシアコネクタが部材断面にわたって配置された仮想部材を考える。なお、図ではシアコネクタ伝達力を $F_1 \sim F_4$ で示している。母材の剛性が限りなく小さい仮想の母材を考えた場合には、母材の応力は 1 番目のシアコネクタを介して全てコンクリートに伝達されることになる。これに対して無限大の剛性を有する場合にはシアコネクタ間の間隔は変動しない、すなわちコンクリートの支持端に最も近いシアコネクタでの支圧破壊が先行することになる。実際の構造物では有限の剛性を有するために、剛性によって、伝達力分布が決定されることになる。

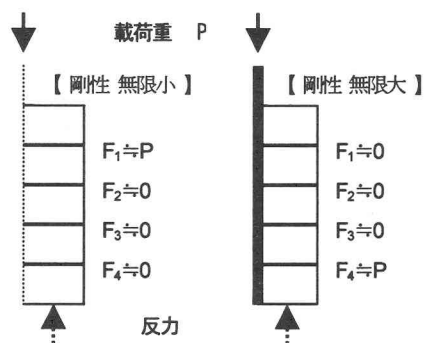


図-9 複数のシアコネクタからの応力伝達模式図

縮小模型破壊試験においては、上記の境界条件はより複雑であるが、応力伝達機構を考えるには主桁の剛性と支持条件を適切に評価することが重要である。主桁を支持するコンクリート躯体の鉛直変位の高さ方向への変化は無視し得るものと考え、図-10 に示す応力伝達モデルにより評価できる。微小区間での力のつりあいより式(2)が導かれ、その解を長さ L の区間 i に対して適用すると区間の両端での変位および軸力の関係が伝達マトリックス $[T]_i$ を用いて式(3)で与えられる。伝達マトリックス法により順次マトリックス演算を繰り返せば式(4)に示すように全区間についての関係が与えられ、最終的に境界条件を考慮して載荷重 N_1 に対して荷重作用端での主桁のコンクリートに対する相対変位 u_1 が式(5)で与えられる。全区間での主桁の変位および軸力は求められた u_1 、 N_1 から式(2)を各区間に順次適用すれば求められる。

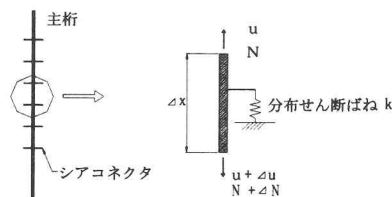


図-10 応力伝達モデル

$$E_s A_s \frac{d^2 u}{dx^2} - ku = 0 \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} u \\ N \end{Bmatrix}_i^{x=L} &= \begin{bmatrix} \cosh \beta L & \frac{\sinh \beta L}{E_s A_s \beta} \\ E_s A_s \beta \sinh \beta L & \cosh \beta L \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ N \end{Bmatrix}_i^{x=0} \\ &= [T]_i \begin{Bmatrix} u \\ N \end{Bmatrix}_i^{x=0} \end{aligned} \quad (3)$$

ここに、 E_s ：主桁のヤング係数、 A_s ：主桁の断面積
 u ：主桁の変位、 N ：主桁の軸力、 T ：伝達マトリクス
 k ：主桁とコンクリートの相対変位を表現するせん断ばねで、シアコネクタの間隔、シアコネクタの剛性から設定される

$$\beta = \sqrt{k / E_s A_s}, \quad L: \text{区間長}$$

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} u \\ N \end{Bmatrix}_n^{x=L} &= [T]_n [T]_{n-1} \cdots [T]_2 [T]_1 \begin{Bmatrix} u \\ N \end{Bmatrix}_1^{x=0} \\ &= \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ N \end{Bmatrix}_1^{x=0} \end{aligned} \quad (4)$$

$$u_1 = -\frac{a_{22}}{a_{21}} N_1 \quad (5)$$

(2) 応力伝達モデルによる定量的評価

シアコネクタの伝達力分布について、ここで提案した応力伝達モデルによる計算値と試験値の比較を図-11 に示す。図より、載荷重 1000kN 程度までのコンクリートの破壊が顕在化していない状態に対して計算値は試験値とよく整合していると考えられる。

計算値から主桁側部のせん断応力とシアコネクタ前面のコンクリートの支圧応力が求められる。1000kN 載荷時における支圧応力は P1 試験と P2 試験ともに 10.6N/mm^2 であるが、せん断応力はそれぞれ 1.9N/mm^2 および 2.4N/mm^2 と、シアコネクタ段数の多い P2 の方がせん断応力の値が大きくなった。コンクリートの破壊の進行による影響は考慮されていないが、このことが P2 試験体の耐力の方が小さくなったことと関連するものと考えられる。

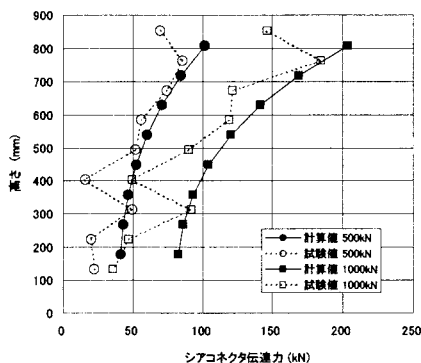


図-11 P2 試験体におけるシアコネクタ伝達力

3.4 FEM解析

(1) 解析モデル

FEM 解析プログラム DIANA を用いて図-12 に示す解析モデルにより P2 試験体を解析した。解析用モデルは構造の対称性を考慮して、中心軸を通る直交 2 面で試験体を 4 分割したものを採用した。なお、主桁とコンクリートの界面は剥離および滑りを表現するために引張およびせん断抵抗のないインターフェース要素を導入した。また、試験で確認されたシアコネクタ先端を結ぶ鉛直面に沿ったせん断ずれを考慮するために、その位置に離散ひび割れモデルを導入したケースについても解析を実施した。

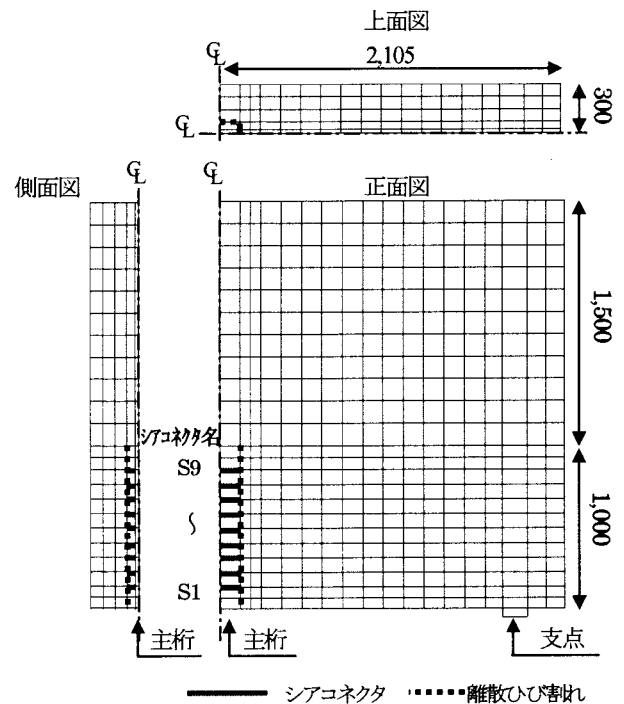


図-12 要素分割図

(2) 材料特性

コンクリートの材料特性を図-13 に示す。圧縮特性については、梁状の試験体であるために拘束応力の影響が小さいことから Von Mises の降伏条件を用いてコンクリートの一軸圧縮試験結果を評価した。軟化に関しては「コンクリート標準示方書〔耐震性能照査編〕」⁶⁾に基づいて圧縮応力が 0 となるひずみ ϵ_u を設定した。

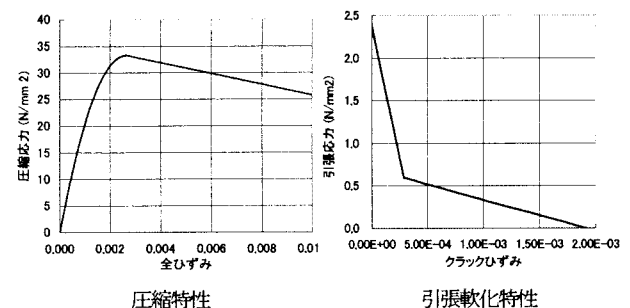


図-13 コンクリートの材料特性

また、コンクリートの引張領域での特性は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕」⁷⁾に基づいて設定し、分布ひび割れモデルで考慮した。

試験での破壊状況を再現するためにシアコネクタ先端を結ぶ鉛直面にクーロン型の摩擦特性を有する離散ひび割れモデルを設定した。ここでは、試験結果を再現することを主眼として、摩擦特性は「CEB-FIP MODEL CODE 1990」⁸⁾ および参考文献⁷⁾によるせん断強度 τ_u —圧縮応力 σ_c 関係に基づいた。せん断伝達耐力は、図-14に示すように試験体での平均的な応力状態を評価する強度として本FEM解析における当該部せん断面直交方向の圧縮応力度を参考に 4.9N/mm^2 とした。

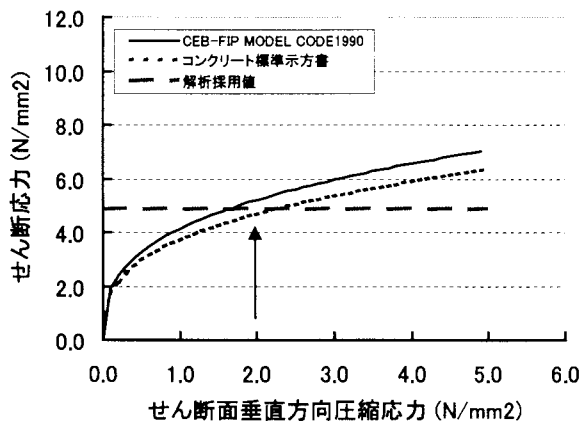


図-14 圧縮応力とせん断強度の関係

コンクリートひび割れ面におけるすべり量—せん断応力関係については、参考文献⁸⁾に基づいて、すべり量2mmで最大値に達するものとし、最大耐力値を明確にするためにそれ以降4mmに至るまでを直線的に低減する特性を採用した(図-15参照)。

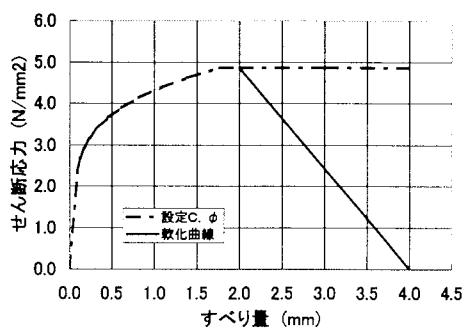


図-15 すべり量とせん断強度の関係

(3) 荷重—変位関係の比較

図-16に荷重と主桁下端変位の関係を示す。解析値としてはシアコネクタ先端部での離散ひび割れを考慮したケースと考慮しないケースの2ケースを示す。離散ひび割れ有りでは、最大値、履歴とも試験をよく再現できるが、離散ひび割れ無しでは最大耐力が高く、履歴も $P=1000\text{kN}$ 強のひび割れ発生以降は試験値と異なっている。 $P=1800\text{kN}$ 、 2800kN 付近で階段状になっているのは、最

上段のシアコネクおよび2段目のシアコネクタ直下のコンクリートがそれぞれ支圧強度に達したためである。

なお、離散ひび割れにより試験値を再現出来ることから、シアコネクタ間隔が狭いP2試験体での耐力はシアコネクタ先端を結ぶせん断破壊が支配的と考えられる。

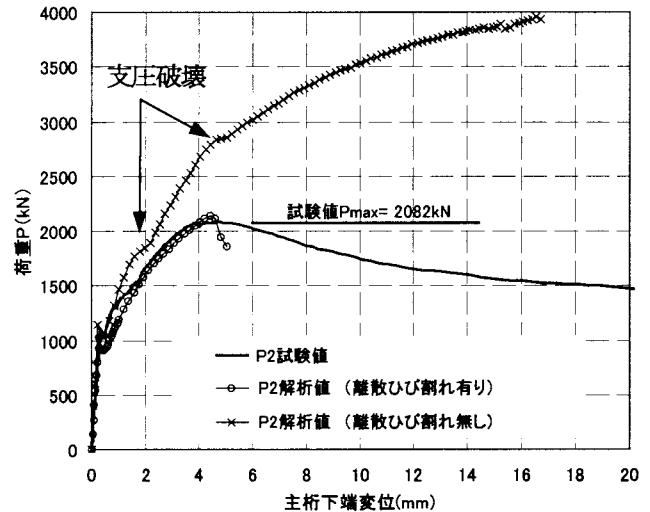


図-16 荷重と主桁下端変位の関係

(4) シアコネクタ伝達力およびせん断応力の比較

シアコネクタ伝達力を図-17に示す。ここでも離散ひび割れ有りのケースでは、解析値は試験値をよく再現している。試験ではS3～S7のシアコネクタに比較的均等な伝達力分布となっているが、解析でもほぼ同様の傾向が見られる。一方離散ひび割れ無しのケースでは、S9、S8の伝達力が極端に大きく、またS3～S7の負担軸力も均等にはなっていないなど、試験値と異なった傾向を示している。

各シアコネクタの伝達力を分担高さとしシアコネクタ先端を包絡する周長を乗じた分担面積で除してせん断応力を計算し、その経時変化を図-18に示す。離散ひび割れ有りのケースは試験値を比較的良く再現している。一方、離散ひび割れ無しのケースでは、S9、S8のせん断応力増加が著しく、試験値と大きく傾向が異なっている。

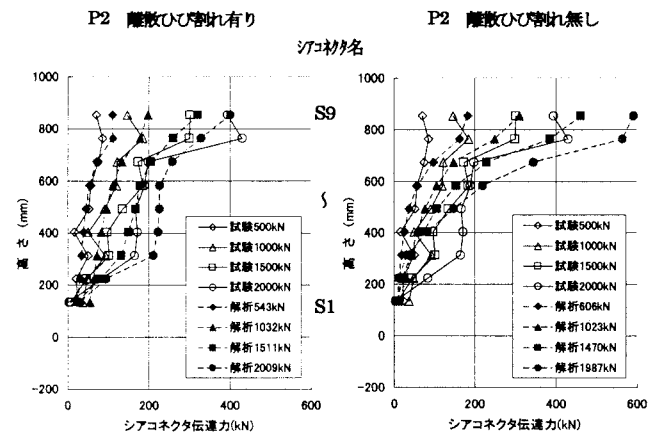


図-17 シアコネクタ伝達力

4. 当該部のシアコネクタの設計について

4.1 シアコネクタの設計

既往の実験より、複数のシアコネクタが配置された場合には、シアコネクタの母材を引抜くと荷重作用端に近いシアコネクタから順次せん断伝達力が最大値に達した後低下するという進行性破壊を呈した。当該部には主桁切断時にそれまで主桁に生じていた圧縮応力が解放されるため若干の引抜き作用が切断側から作用する。しかしながら、この作用は初期ひずみに起因するものであるため応力再配分により局部的な集中は緩和されるとともに、主たる荷重作用は切断後に主桁から RC 躯体に作用する圧縮力である。既往の実験では圧縮力が作用する場合には進行性破壊が見られないが、これは試験における境界条件の影響を受けるためである。今回実施した縮小模型破壊試験のような実構造物と同様に荷重作用端と反対の面での斜めひび割れをともなう部材としてのせん断破壊が生じると、シアコネクタからのせん断伝達分布は変化し、シアコネクタからの斜めせん断破壊が伝達力とコンクリート側の破壊に対する抵抗との関係に基づいて逐次広範囲に広がる進行性破壊の様相を示す。

しかしながら、鋼製セグメントの縦リブを部分的に切断し、高さ 100mm、幅 500mm、厚さ 11mm の平鋼状のシアコネクタとする構造については、式(1)でシアコネクタせん断伝達耐力を安全側に評価できることを確認した。図-19 に今回実施した押し抜きせん断試験の結果を既往の実験結果とともに表す。図より、一連の押抜き力が作用する試験では引抜きによる試験に比べてシアコネクタの間隔に対する低減の影響が小さく、指針（案）での低減係数 k_3 と同様の式で表せば、 k_3 は次式で評価可能と考えられる。

$$k_3 = \frac{5}{3} (S_{sc} / h_{sc} / 10)^{1/2} \quad (5)$$

ただし、 $k_3 > 1.0$ の場合は、 $k_3 = 1.0$

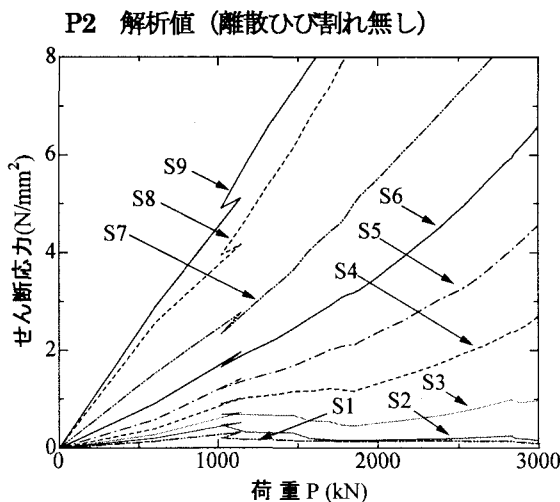
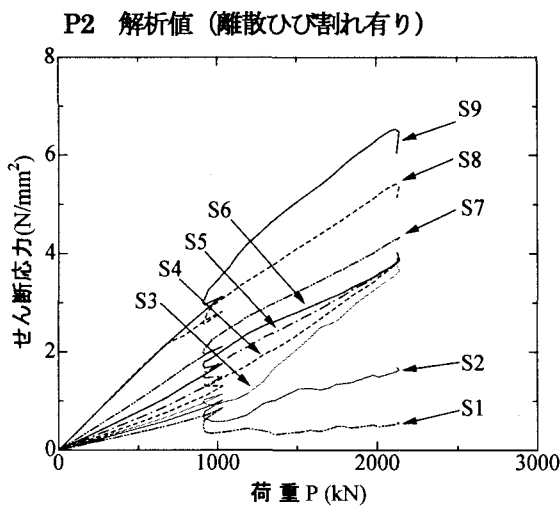
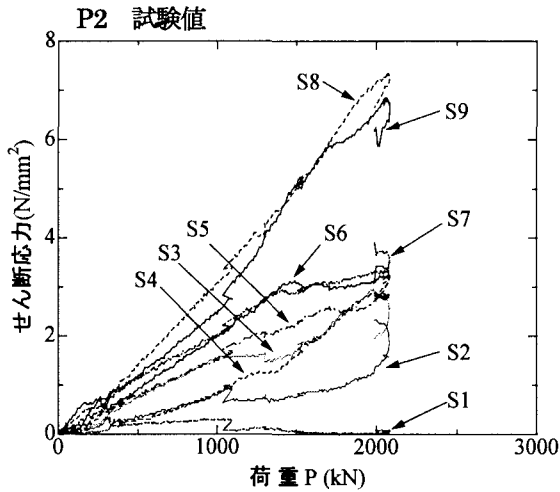


図-18 シアコネクタの荷重—せん断応力の関係

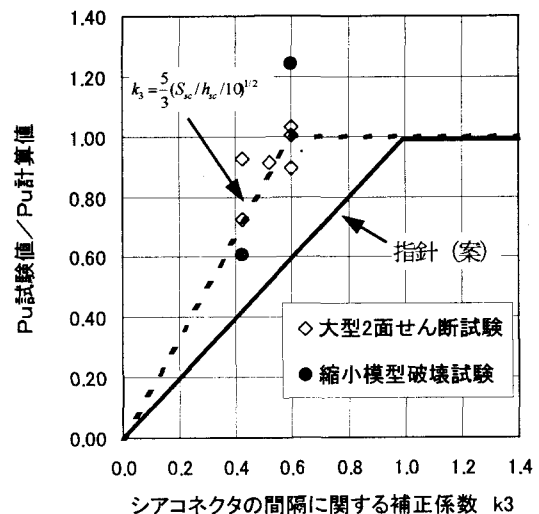


図-19 シアコネクタの間隔に関する補正係数 k_3

4.2 セン断耐力補強策

せん断耐力補強策として、縦リブの間に平鋼を溶接する方法およびスタッドを溶植する方法を考えた(表-2 P2~P4)。試験および解析より、平鋼を溶接する案は上記のシアコネクタ間隔の影響等により十分な効果が得られなかった。

スタッドについては、試験および解析結果からせん断耐力の向上に有効であることが確認できた。しかしながら、下記のようにスタッドが単独で用いられる場合に比べて十分な耐力増加が期待できないものと考えられる。

表-4にP1のコンクリート強度をベースにしたスタッドの負担耐力を示す。スタッドを単独で使用した場合の耐力は参考文献⁹⁾の算定式によると22.6kN/本と計算されるので、表-4の負担耐力をスタッド本数で除して求めた1本当たりの負担耐力との比率により、耐力低減率は面内スタッドが0.71、面外スタッドが0.30となる。

表-4 スタッドの負担耐力

	P1	P3	P4
換算試験耐力 (kN)	2,435	2,853	3,067
面内スタッドの負担耐力 (kN)		418	
面外スタッドの負担耐力 (kN)			214

5. まとめ

以上の検討より得られた主な結果を整理する。

- ① 「鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案)」の設計式によるせん断伝達に関する設計は、シールド鋼製セグメントの縦リブを部分的に切断し、シアコネクタとする当該接合部構造のせん断伝達に対して安全側となる。
- ② 本研究での実験解析から、試験でのシアコネクタの高さ、幅、間隔の範囲では押抜きせん断の場合には同指針(案)によるシアコネクタの間隔が狭くなることによる低減係数 k_3 は安全側となる。
- ③ セン断耐力の向上策として設置したスタッドは剛性の向上、耐力の向上に対して有効であった。なお、耐力増加の評価については今後の課題ではあるが、試験での耐力差からスタッドの負担耐力を計算すると単独使用した場合と比べて効果が低くなると考えられる。

- ④ 試験結果を考察するために実施したFEM解析は、離散ひび割れを考慮することにより試験結果を比較的精度良く再現できた。
- ⑤ コンクリートの破壊が顕在化していない段階における試験でのシアコネクタ伝達力は、主桁の剛性および側部コンクリートのせん断抵抗を考慮した応力伝達モデルにより表現することができた。

鋼製セグメントからRC躯体への荷重作用としては、ここで述べた軸方向力以外に曲げモーメントおよびせん断力があり、これらの荷重作用に対する設計法についても実験を実施している。この結果についても別の機会に報告したいと考えている。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリートライブラリー73 鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案)，1992
- 2) 川田成彦，白鳥明，小島直之：大規模複合構造物の接合部におけるシアコネクタのせん断伝達耐力，土木学会第59回年次学術講演会，I-684，pp.1365-1366，2004
- 3) Chuar,C.L, Shima,H. and Virach,R. : Load-Displacement Relationship of Plate Shape Shear Connector in Steel-Concrete Composite Structures, Proc. of JSCE No.433/V-15, pp.223-229, 1991
- 4) 上田多聞, Chin,C.K.: 形鋼シアコネクタのせん断強度, 第2回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp.149-156, 1989
- 5) 山田昌郎, 清宮理: 山形鋼と頭付きスタッドによる合成構造シアコネクタの耐荷力に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.791-796, 1992
- 6) 土木学会：コンクリート標準示方書 耐震性能照査編 改定資料，2002
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書 構造性能照査編，2002
- 8) Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP Model Code 1990, 1991
- 9) 日本トンネル技術協会：H形鋼を芯材とする土留め壁本体利用の設計手引き，2002

(2004年9月17日受付)