

軸方向鉄筋を多段に配置したディープビームのせん断耐力評価に関する実験的研究

齋藤啓一¹・田中勝俊²・石橋忠良³・寺田年夫⁴・秋山充良⁵・鈴木基行⁶・今井昌文⁷

¹正会員 ジェイアール東日本コンクリート㈱ 東北支店 (〒983-0853仙台市宮城野区東六番丁31番2号)
(東北大学 大学院工学研究科 博士課程)

²正会員 ジェイアール東日本コンクリート㈱ 東北支店 (〒983-0853仙台市宮城野区東六番丁31番2号)

³フェロ-会員 工博 東日本旅客鉄道㈱ 建設工事部 (〒151-8578東京都渋谷区代々木2-2-2)
⁴㈱北海道水工コンクリート 技術部 (〒060-0003 札幌市中央区北3条西2-1)

⁵正会員 博(工) 東北大学講師 大学院工学研究科 土木工学専攻 (〒980-8579仙台市青葉区荒巻字青葉06)

⁶フェロ-会員 工博 東北大学教授 大学院工学研究科 土木工学専攻 (〒980-8579仙台市青葉区荒巻字青葉06)

⁷正会員 博(工) オリエンタル建設㈱ 技術研究所 (〒321-4367栃木県真岡市鬼怒ヶ丘5)

掘削土留工に用いる地下連続壁は、施工精度や品質の向上ならびに経済性の観点から、近年構造物の本体に利用されることが多く設計法も制定された。構造物の本体に利用された場合には、部材は軸方向鉄筋が多段に配置された形状となるが、このような部材でのせん断設計手法を確認するために、梁状模型試験体を用いた静的一方向載荷試験を実施して、せん断補強鉄筋が無い場合のせん断破壊性状やせん断耐力について実験的な研究を行った。軸方向鉄筋の配置段数や鉄筋量とせん断破壊性状との関係について、実験により得られた結果を報告するとともに、せん断耐力算定手法を提案した。

Key Words: reinforced concrete deep beams, multistage type longitudinal bars, shear strength, diaphragm wall

1. まえがき

都市部に建設される鉄道トンネルでは、従来からシールドトンネルや都市部山岳工法トンネルとならんで開削トンネルが用いられ、駅間のトンネル部のほか地下駅や立坑などが開削工法により施工されてきた。開削工法によりこれらの地下構造物を構築する場合には、図-1に示すように、掘削のためにまず土留工を施工して、その後本体構造物を施工することとなる。

この掘削土留工に地下連続地中壁を採用することが多いが、経済性の観点から仮設構造物として設計していた地下連続地中壁を、構造物の本体あるいは本体の一部として利用することが試みられてきた。そして、地下連続地中壁を構造物の本体あるいは一部として利用する場合の設計手法も、国土交通省鉄道局から平成12年12月に「鉄道構造物等設計標準(開削トンネル)」として鉄道事業者に通達され、(財)鉄道総合技術研究所から設計標準に解説を加えて平成13年3月に、「鉄道構造物等設計標準・同解説(開削トンネル)」(以下、設計標準という)

として刊行された¹⁾。そこでは地下連続地中壁を構造材料により、コンクリート製地下連続地中壁と鋼製地下連続地中壁の二種類に分けている。また構造形式として図-2に示すような一体壁形式、重ね壁形式そして単独壁形式がある。一体壁形式は地下連続地中壁と内壁の接合面にジベルを取り付けるなどして、完全に1枚の壁として荷重に抵抗するようにしたものである。重ね壁形式は地下連続地中壁と内壁の接合面は互いに自由にすべるが、曲げによるたわみが相等しい構造としたものである。単独壁形式は内壁を設けずに地下連続地中壁のみで荷重に抵抗するようにしたものである。経済性の観点から単独壁形式は地下構造物の構築深さが浅い場合に用いられ、深くなると一体壁形式もしくは重ね壁形式が採用されることが多い。図-3に一体壁形式や重ね壁形式における軸方向鉄筋の配置状況を示す。地下連続地中壁には土圧に抵抗するように、壁の地中側ならびに内壁側にそれぞれ軸方向鉄筋が配置される。内壁にも作用荷重に対して必要な軸方向鉄筋が配置されるので、一体壁形式や重ね壁形式では、部位によって軸方向鉄筋が多段に配置され

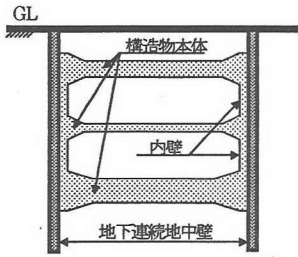


図-1 開削工法により地下構造物を構築する場合の例

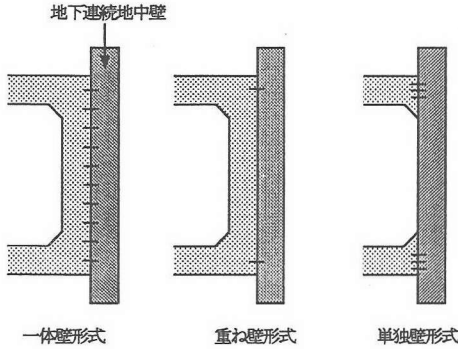


図-2 地下連続地中壁の構造形式

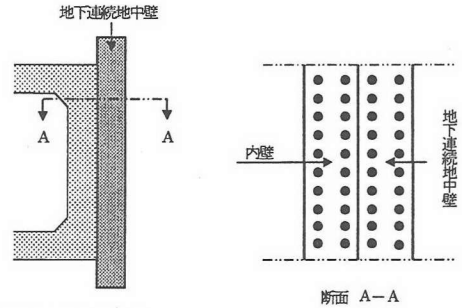
ることになる。このような形状での壁厚は曲げ耐力やせん断耐力等により決定されるが、壁の支点付近ではせん断耐力により壁厚が決定されることが多く、支点付近での軸方向鉄筋が多段に配置された形状となる場合のせん断耐力算定手法の解明が、合理的な設計をする上で非常に重要となる。

このような地下構造物本体の設計では、通常、奥行きを固定値にして構造物の断面方向について検討を行うので、地下連続地中壁や内壁が壁状であっても、設計上は棒部材として取り扱われる。

棒部材のせん断設計については、梁やディープビームについて、これまでに数多くの研究が行われており、精度のよいせん断耐力算定手法が提案され^{2), 3)}、これらの提案式を基本としたせん断に対する設計手法が土木学会コンクリート標準示方書⁴⁾ (以下、示方書という)の中にも示され、この考え方が設計標準に引き継がれている。

しかし、これらの研究は軸方向鉄筋が部材の下縁付近に1段あるいは少数段配置された形状で、軸方向鉄筋の中心から部材下縁までの距離(以下かぶり(c)という)が比較的小さい場合の試験結果を基本にしたものであり、軸方向鉄筋を多段に配置した場合や、かぶり(c)が大きくなるとそのまま適用することが出来ないと思われる。

また、軸方向鉄筋を多段に配置した試験体を対象とする既往の研究には、陸好らの研究^{5), 6)} や、二羽らの研



一体壁形式や重ね壁形式

図-3 一体壁形式や重ね壁形式における軸方向鉄筋の配置状況

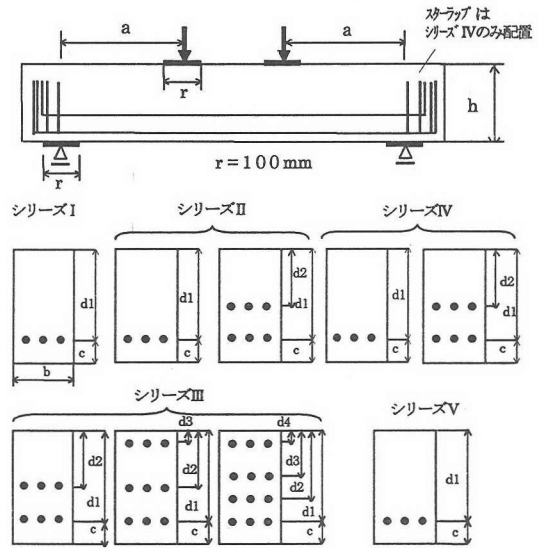


図-4 試験体の形状と配筋状況

究⁷⁾ などがあるが、これらの研究はいずれも軸方向鉄筋が2段と少数段であり、多段であっても梁の両側面にそれぞれ1本の軸方向鉄筋を配置した、いわゆる側方鉄筋に関する研究であり、軸方向鉄筋が多段でかつその量が多い場合には、検証が必要であると思われる。

そこで、一体壁形式の支点付近における軸方向鉄筋が多段に配置された形状を模擬した模型試験体の載荷試験により、そのせん断特性の検討を行うことにした。本研究で用いた試験体には、せん断補強鉄筋やジベル筋を配置せず、軸方向鉄筋の量や配置位置ならびに配置段数を変化させて、これらのパラメータが、梁の支点付近におけるいわゆるディープビームのせん断破壊特性やせん断耐力に及ぼす影響について検討する。また、梁のせん断耐力は軸方向力や端モーメントの影響を受けるために、着目したパラメータの影響のみを把握出来るように、載荷試験では図-4 に示すように単純梁構造として載荷点と支承部にローラーを挿入して拘束力が生じないように工夫している。そのために、図-2 の地下連続地中梁は

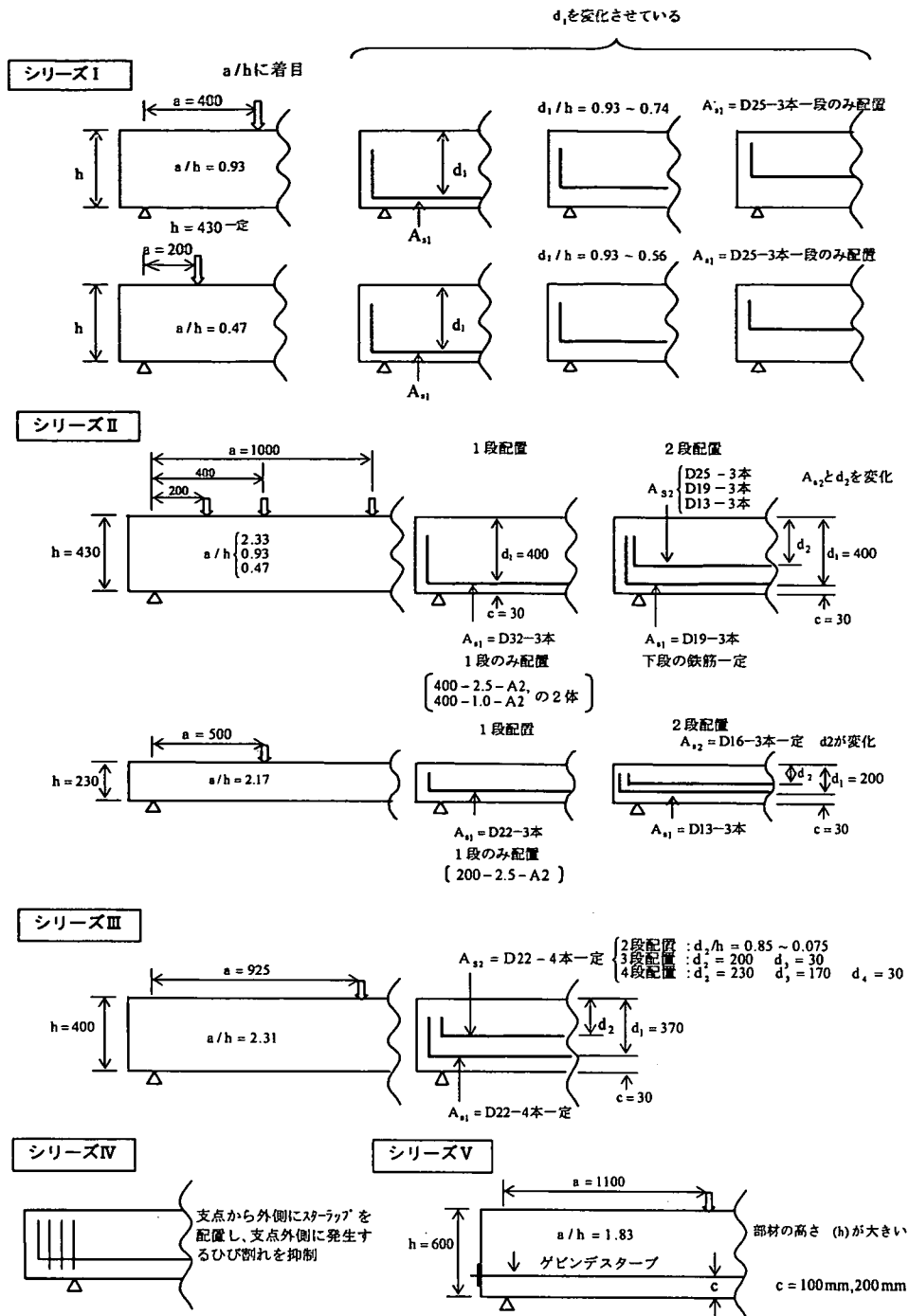


図-5 各シリーズの主なパラメータ

置された断面形状のせん断耐力算定手法を提案するものである。

2. 実験概要

(1) 試験体形状と配筋状況ならびに着目点

試験体の形状と配筋状況を図-4 ならびに表-1 に示

表-2 コンクリートの示方配合ならびに養生方法

シリーズ	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				セメントの種類	養生方法
						水 (W)	セメント (C)	細骨材 (S)	粗骨材 (G)		
I, II	13	12±2.5	4.5±1	60	52	175	292	931	876	早強	蒸気
III (G-1を除く)	20	8±2.5	4.0±1	53	41	170	334	725	1084	普通	蒸気
III (G-1)	20	12±2.5	4.0±1	62	51	165	266	934	927	早強	蒸気
IV, V (ゲビンデ ²)	13	12±2.5	4.5±1	60	52	175	292	921	880	早強	蒸気
V (ゲビンデ ¹)	13	12±2.5	4.5±1	60	52	175	292	921	880	早強	普通

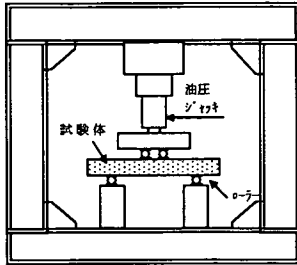


図-6 荷重試験装置の概要

表-3 使用した鋼材の種類と諸特性

鋼材の種類	シリーズ	公称径 (mm)	断面積 (mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
異形棒鋼 (SD345)	I, II	25	489.6	391.3	595.2	29.7
		13	121.0	374.6	539.4	23.0
	II	16	191.1	381.5	586.4	20.0
		19	279.0	381.5	543.3	23.1
		22	372.0	375.6	561.9	23.5
		32	761.4	378.5	592.3	23.0
		22	*387.1	411.9	590.4	-
	III (G-1を除く)	22	*387.1	382.5	598.2	26.0
		13	120.6	391.3	579.6	24.0
	IV	16	192.4	387.4	572.7	25.0
		19	276.4	380.5	536.4	24.0
		25	490.4	398.1	572.7	23.0
異形PC棒鋼 (SBPR 95/110)	V	23	*415.5	1029.7	1157.2	9.0

注 *印は公称値を示す。-印は未測定

す。試験体は以下に示す5つのシリーズに分かれているが、試験体の数は合計79体で、全てせん断破壊したものである。各シリーズの主な特徴を図-5ならびに以下に述べる。

シリーズIは、部材の高さ(h)がすべて430mmで軸方向鉄筋も1段のみで鉄筋量(A_s)も同じである。有効高さ(d)とかぶり(c)の値を変化させて、せん断破壊性状やせん断耐力に及ぼす影響を調べることを目的とした基本的なシリーズである。試験体の名称は、最初の数字が、基本とした試験体400-1.0-A3と試験体400-0.5-A3の有効高さ(d₁)400mmを表す。次の数字は、せん断スパン(a)と基本とした試験体の有効高さ(d₁)との比を表し、最後の記号は、前者が各試験体の有効高さ(d₁) (A:400mm, B:360mm, C:320mm, D:280mm, E:240mmと順に小さくなる)を、後者が配置した軸方向鉄筋量(A_{s1})の程度(鉄筋比p_w = A_{s1}/(b×d)とすると約3%、ただしdは基本とした試験体400-1.0-A3と試験体400-0.5-A3での有効高さd₁)を示した数字である。

シリーズIIは、部材の高さ(h)が430mmと230mmの2種類とし、軸方向鉄筋は2段を基本としたシリーズである。試験体の名称は、最初の数字が、基本とした試験体の有効高さ400mmあるいは200mmを表す。次の数字は、せん断スパン(a)と下段の軸方向鉄筋の部材上縁から配置位置までの距離(d₁)との比であり、最後の記号は、前者が上段の軸方向鉄筋の部材上縁から配置位置までの距離(d₂) (A:400mm, B:360mm, C:320mm, D:280mm, E:240mm, F:200mm, G:150mm, H:100mm, I:50mmと順に小さくなる)を示し、シリーズIと同じ意味をもつものである。そして、後者の数字が鉄筋量(0から3と増えるにしたがって鉄筋量が増えている。同じ

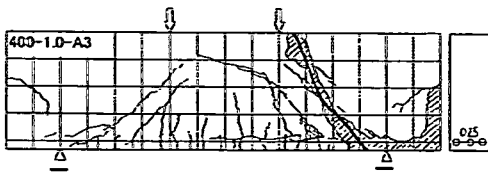
記号でこの最後の数字のみが異なる場合は形状が同じで鉄筋量のみが異なることを意味する)を表す。

シリーズIIIは、試験体S-7で軸方向鉄筋を最大4段まで配置した。各段に配置した軸方向鉄筋はそれぞれD22で4本と同じ量である。試験体S-5, S-6, S-7は軸方向鉄筋を部材の圧縮領域にも配置したものである。試験体S-7は部材の高さ(h)の1/2付近に2段の軸方向鉄筋を配置し、部材の中段に軸方向鉄筋が多く配置されたときの挙動に着目したものである。また、コンクリートの圧縮強度(f_c)は他のシリーズが約30N/mm²であるのに対して約40N/mm²と大きな値となっている。

シリーズIVは、他のシリーズで支点部にもひび割れが発生したので、支点から外側の区間にスターラップ(D13)3本を配置してひび割れの発生を抑制した試験体である。

シリーズVは、配置した軸方向鉄筋の種類を異形棒鋼(SD345)の代わりに異形PC鋼棒(ゲビンデスターブ)を1段配置したもので、鋼材の降伏強度が高いために曲げ耐力を大きくすることが可能となり、部材の高さ(h)が600mmと他のシリーズより大きくなっている。なお、支点から外側の区間にはスターラップ(D10)を試験体ゲビンデ1では4本、試験体ゲビンデ2では3本それぞれ配置している。

以上、シリーズIではかぶり(c)や部材の高さ(h)とa/hの関係について、シリーズIIとIVでは軸方向鉄筋の配置位置とその量やa/hならびに部材の高さ(h)の関係について、そして、シリーズIIIでは軸方向鉄筋の配置段数について、シリーズVでは部材の高さ(h)について着目した。



(a) かぶり(c)が小さい試験体

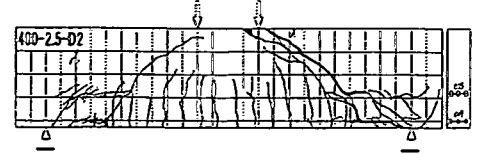


(b) かぶり(c)が大きい試験体 ●: 破壊部分

図-7 シリーズI試験体のひび割れ状況の一例



(a) 400-2.5-B2



(b) 400-2.5-D2



(c) 400-2.5-G2 ●: 破壊部分

図-8 シリーズII試験体のひび割れ状況の一例

(2) 使用材料

コンクリートの示方配合ならびに養生方法を表-2に示す。実験時のコンクリートの圧縮強度(試験体と同じ養生槽で養生を行ったφ150×300mm円柱試験体の圧縮強度(f'_c))を表-1に示す。使用した鋼材の種類と諸特性を表-3に示す。なお、後述するせん断耐力の算定時には、表-3の軸方向鉄筋の断面積を用いている。

(3) 実験装置および荷重方法

実験は門型フレームと油圧ジャッキあるいはアムスラー試験機により、2点集中荷重として静的方向に荷重した。なお、荷重点および支承には拘束力が生じないようにローラーを挿入した。荷重試験装置の概要を図-6に示す。

(4) 測定項目

測定を行った主な項目は、試験体の破壊時最大荷重(せん断耐力)と荷重点および試験体各部の変位である。また、軸方向鉄筋のひずみを一部の試験体で測定して、曲げ破壊かせん断破壊であるかの確認手段としたが、ほとんどの試験体では、ひび割れ発生状況や破壊状況の目視観察により破壊モードを判定した。

3. 実験結果および考察

(1) ひび割れならびに破壊性状

実験で得られたひび割れならびに破壊性状について、シリーズ毎に観察された主な特徴を以下に述べる。

a) シリーズI

シリーズI試験体の荷重終了時のひび割れ状況の一例を図-7に示す。シリーズIのかぶり(c)が小さい試験

体では、最初にスパン中央付近に曲げひび割れが発生し、荷重荷重の増加とともに支点側にも新たな曲げひび割れが発生する。そして図-7(a)に示されるように、荷重の増大に伴ってこの曲げひび割れが斜めひび割れに発展するが、直ちに破壊することなくアーチ的な耐荷機構によってさらに耐力を保持し、最後に荷重点と支点とを結ぶ腹部コンクリートの圧壊によって耐力を失い、最終的に斜めひび割れが部材の上下縁に貫通して破壊に至るといふ典型的なせん断圧縮破壊が観察された。

一方、かぶり(c)が大きくなるとスパン中央付近の下部に発生した曲げひび割れが、軸方向鉄筋の位置に達すると、部材の圧縮領域へそのまま伸びずに、軸方向鉄筋に沿った水平なひび割れとなって支点方向に進み、軸方向鉄筋の位置から部材の圧縮領域へ向かって新たな曲げひび割れが、多数本発生して部材の圧縮側に伸びた。そしてさらに荷重荷重が増加すると、支点側にも新しい曲げひび割れが軸方向鉄筋位置から発生して繰返し部材の圧縮領域に向かい、この曲げひび割れの一部は、斜めひび割れに発展した。しかし、この曲げひび割れは直接的な破壊の原因とならず、図-7(b)に示されるように、かぶり(c)が小さい試験体と同様に、アーチ的な耐荷機構によってさらに耐力を保持するが、荷重点部や荷重点と支点とを結ぶ腹部コンクリートの圧壊によって最終的に耐力を失い、斜めひび割れが部材の上下縁に貫通して破壊に至る、いわゆるせん断圧縮破壊となるのが観察された。

b) シリーズII

シリーズII試験体の荷重終了時のひび割れ状況の一例を図-8に示す。図-8(a)に示されるように、支点から

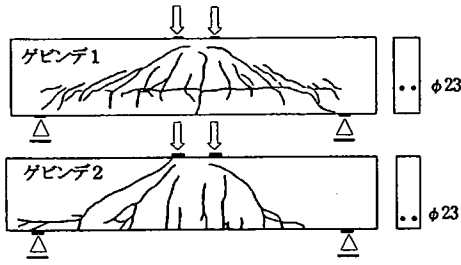


図-9 シリーズV試験体のひび割れ状況

載荷点までの距離が大きな試験体 400-2.5-A2~I2 では、曲げひび割れが斜めひび割れに発展した後も載荷荷重が増加するものの、この斜めひび割れが原因となり、試験体 400-1.0-A2~I2 や 400-0.5-B0~I2 など、 a/h が 0.93 や 0.47 の試験体に比べ、比較的低い荷重レベルで破壊した。また、図-8(b)に示されるように、上下の軸方向鉄筋の配置位置が比較的近い試験体 400-2.5-B2~D2 の支点付近では、軸方向鉄筋の影響を受けて支点付近に複雑な形状のひび割れが発生することや、図-8(c)に示されるように、試験体 400-2.5-E2~I2 では上段の軸方向鉄筋に沿った水平なひび割れや、破壊面以外の斜めひび割れが支点外側にも発生するのが認められた。

部材の下縁付近に軸方向鉄筋が配置されていても、支点から載荷点までの距離の小さい試験体 400-1.0-D2 や 400-0.5-G2 では、シリーズIと同じようにせん断破壊面が上段の軸方向鉄筋によって分断されることが観察された。

c) シリーズⅢ、シリーズⅣならびにシリーズⅤ

シリーズⅢやシリーズⅣのひび割れならびに破壊性状はシリーズⅡとほぼ同様であった。しかし、シリーズⅣでは部材の支点の外側区間にスターラップを配置したので、他のシリーズで見られた支点部内のひび割れの発生がほとんど見られなかった。

シリーズⅤ試験体のひび割れ状況を図-9に示す。かぶり(c)が 200 mm である試験体ゲビンデ1とかぶり(c)が 100 mm の試験体ゲビンデ2では、図に示すようにひび割れ状況がかなり異なっていた。試験体ゲビンデ1では、シリーズIに述べたような、スパン中央付近に曲げひび割れが最初に発生して、その後、異形PC鋼棒に沿った水平なひび割れが部材の側面に続いて発生して支点方向に向かって伸び、この位置から新たに上下方向の曲げひび割れの発生を繰り返した。一方、試験体ゲビンデ2では、やはり最初にスパン中央付近に曲げひび割れが発生し、新たな曲げひび割れが次々と部材の支点方向に発生して、部材の圧縮側に伸びる通常の梁のひび割れ性状と同じであった。このように、かぶり(c)の値の違いにより両者のひび割れ性状が、かなり異なることが観察された。

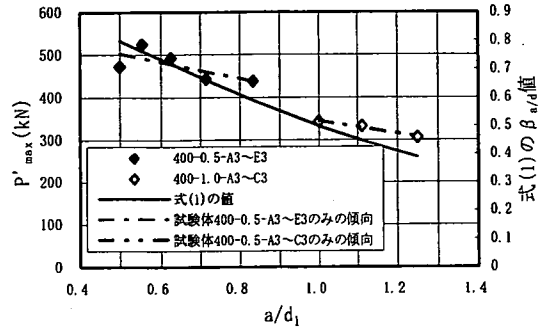


図-10 P'_{max} と a/d_1 の関係

(2) 最大荷重 (せん断耐力)

実験で得られた最大荷重(以下、 P_{max} という)を表-1に示す。 P_{max} は各試験体のコンクリート強度が異なるので直接比較することができない。そこで比較を容易にするために、示方書でせん断耐力がコンクリート圧縮強度(f'_c)の3分の2乗に比例するとして取り扱っているので、 P_{max} を f'_c が 26.5 N/mm^2 (高架橋の設計基準強度)に換算した値($P'_{max} = P_{max} \times (26.5/f'_c)^{2/3}$, 以下、 P'_{max} という)も載せている。実験で得られた特徴をシリーズ毎に述べる。

a) シリーズI

本実験は、支点付近のせん断破壊性状を調べているので、 a/h は 0.47, 0.93 と小さく、ディープビームに分類される形状のものである。示方書に規定されている斜めひび割れの発生以降も耐力を保持するディープビームのせん断耐力算定手法の根拠となっている二羽の研究³⁾によれば、せん断スパン(a)と部材の有効高さ(d)の比(以下、 a/d という)とせん断耐力(P_s)との間には、式(1)に示すような比例関係が報告されている。そこで、本実験で得られた P'_{max} と式(1)の関連についてまず検討する。

$$P_s \propto \beta_{a/d} = 1 / (1 + (a/d)^2) \quad (1)$$

式(1)を適用するにあたり、かぶり(c)が大きい場合でも、軸方向鉄筋の部材上縁から配置位置までの距離(d_1)を有効高さ(d)と考えることにした。 P'_{max} と a/d_1 の関係を示したのが図-10である。ここで縦軸(左側)を P'_{max} 、横軸を a/d_1 として、 a/h が 0.93 でかぶり(c)の値のみが異なる試験体 400-1.0-A3 ~ 400-1.0-C3 の結果を記号◇で、同様に、 a/h が 0.47 でかぶり(c)の値のみが異なる試験体 400-0.5-A3~400-0.5-E3 の結果を記号◆により図中に示した。また式(1)の $\beta_{a/d}$ 値(縦軸右側基準)も図中に示した。これより a/d_1 が大きくな

表-4 P'_{max} と a/d_1 ならびに式(1)の $\beta_{a/d}$ 値との関係

No	名称	a/d_1	P'_{max} (kN)	式(1) の $\beta_{a/d}$ 値	数値 ^{注1)}	数値 ^{注2)}
39	400-0.5-B2	0.5	576	0.80	5.19	5.80
21	400-1.0-B2	1.0	379	0.50	3.41	3.63
10	400-2.5-B2	2.5	111	0.14	1.00	1.00

注1) No10の P'_{max} の値を1.0とした時の数値

注2) No10の式(1)の $\beta_{a/d}$ 値を1.0とした時の数値

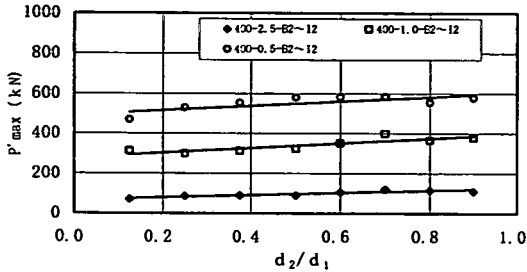


図-11 P'_{max} と d_2/d_1 の関係

ると $\beta_{a/d}$ の曲線から P'_{max} が上方にずれる傾向(図中に一点鎖線と二点鎖線で示す)が認められる。よって、かぶり(c)が大きくなると、 a/d_1 がせん断耐力(P_s)に及ぼす影響を式(1)では評価出来ず、その見直しが必要である。

b) シリーズII

下段の軸方向鉄筋がD19で上段の軸方向鉄筋がD25で、上段の軸方向鉄筋の配置位置のみが異なる試験体400-2.5・1.0・0.5-B2~I2の P'_{max} の相違を考察する。上段と下段の軸方向鉄筋の部材上縁から配置位置までの距離の比である d_2/d_1 (以下、 d_2/d_1 という)に着目して、 P'_{max} と d_2/d_1 の関係を示したのが図-11である。これより、 d_2/d_1 が小さくなる(すなわち、上段の軸方向鉄筋が部材の上縁に近づく)と、若干のパラツキはあるが P'_{max} も低下し、両者に関連があることが推察された。また、部材の高さ(h)が430mmで、 a/h が0.47の試験体400-1.0-B2 ~ 400-1.0-I2 と a/h が0.93の400-0.5-B2~400-0.5-I2の結果についても同図中に示している。これより、 a/h が0.47と0.93の場合も、 a/h が2.33の試験体と同じような傾向を示すことが分かる。

試験体400-0.5-B2、試験体400-1.0-B2、試験体400-2.5-B2の P'_{max} 、 a/d_1 ならびに式(1)の $\beta_{a/d}$ 値との関係を示したのが表-4である。表の中には比較しやすいように、 a/d_1 が2.5の試験体400-2.5-B2での実験結果を1.0として基準化した値も示している。これより、 a/d_1 を用いて計算される式(1)の $\beta_{a/d}$ 値と P'_{max} の間には比例関係が認められるので、軸方向鉄筋を2段に配置した場合でも式(1)を用いることにより P'_{max} を求めることが出来る可能性があることが推察された。

シリーズIIで、No.18 からNo.36 (a/h が0.93)の試験体

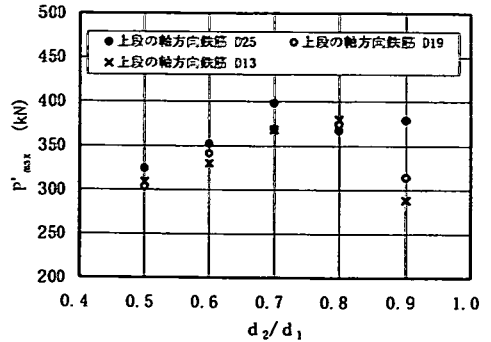


図-12(a) 試験体 $a/h = 0.93$ の P'_{max} と d_2/d_1 の関係

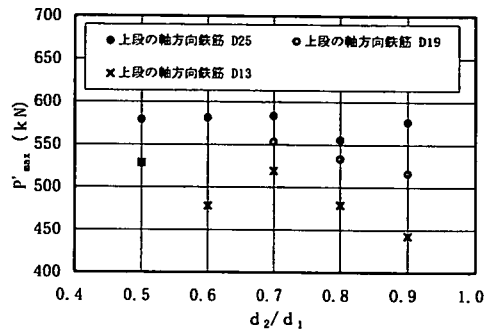


図-12(b) 試験体 $a/h = 0.47$ の P'_{max} と d_2/d_1 の関係

は、試験体400-1.0-A2を除き、下段の軸方向鉄筋の配置位置および量は一定であるのに対し、上段の軸方向鉄筋の部材上縁から配置位置までの距離($d_2/d_1 = 0.125 \sim 0.9$)および量が異なる。これらの試験体より得られる d_2/d_1 と P'_{max} の関係を図-12(a)に示す。同様に、No.37からNo.53 (a/h が0.47)の試験体の結果を図-12(b)に示す。軸方向鉄筋を2段に配置すると、上段に配置した軸方向鉄筋の付着力により、斜めひび割れが分散する傾向が現れて、せん断耐力に差が生じる。この斜めひび割れの分散効果は、 a/h や d_2/d_1 そして上段の軸方向鉄筋量により影響の程度が異なるようである。

ひび割れの観察から、 a/h が0.93の試験体では、斜めひび割れが分散する効果は d_2/d_1 が0.8の時に現れ始め、 d_2/d_1 が小さい領域で顕著となった。また、 d_2/d_1 が0.6以下になると、上段の軸方向鉄筋に沿った水平なひび割れも発生した。パラツキの影響もあると思うが、 d_2/d_1 が0.9では上段の軸方向鉄筋量をD25 D19 D13と少なくすると P'_{max} も大きく低下するが、この斜めひび割れが分散する効果が原因で、 d_2/d_1 が0.8から0.5の小さな領域になると、 P'_{max} はあまり変化しなくなるようである。また、 d_2/d_1 が0.7から小さくなると、上段に配置した軸方向鉄筋に沿った水平なひび割れも発生して、これが原因で P'_{max} は低下するようになった。上段に配置

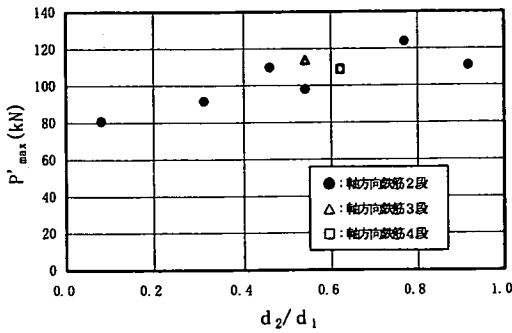


図-13 シリーズⅢ試験体の P'_{max} と d_2/d_1 の関係

した軸方向鉄筋はせん断耐力の向上に寄与するが、 d_2/d_1 が 0.9 では上段の軸方向鉄筋量を D25 から D19 D13 と少なくすると P'_{max} は大きく低下した。上段の軸方向鉄筋が D19 と D13 の P'_{max} は、 d_2/d_1 が 0.8 から 0.5 の小さな領域での値よりもさらに低くなっており、軸方向鉄筋の径によっては、部材の下縁付近に軸方向鉄筋を束ねて配置すると、せん断耐力が低下するという知見が得られた。

一方、 a/h が 0.47 の試験体では、斜めひび割れの分散効果は、 a/h が 0.93 と同じように d_2/d_1 が 0.8 の時に現れており、 d_2/d_1 が小さい領域でより顕著になった。しかし、上段の軸方向鉄筋に沿った水平なひび割れが発生せず、それが原因で、 a/h が 0.93 の場合に見られた d_2/d_1 が 0.7 以上の領域で P'_{max} が低下するという傾向が無くなり、 d_2/d_1 の大きな領域から小さな領域まで P'_{max} の値がほぼ等しくなった。上段の軸方向鉄筋量の増減の影響も同じようであったが、しかし詳細を見ると、 d_2/d_1 が 0.7 から 0.9 へと大きくなると、上段の軸方向鉄筋量が D19 や D13 では P'_{max} の値が低下するという傾向が現れている。

以上より、 a/h の値によって P'_{max} が上段の軸方向鉄筋の配置位置やその量により受ける影響が、若干異なることが分かった。

c) シリーズⅢならびにシリーズⅣ

シリーズⅢ試験体の P'_{max} と d_2/d_1 の関係を示したのが図-13 である。シリーズⅢ試験体の a/h は全て 2.31 である。これより軸方向鉄筋を 2 段配置した試験体(図中●で示す)では、バラツキはあるが d_2/d_1 の値が 0.7 程度までの区間では、 d_2/d_1 の値が大きくなるにしたがって P'_{max} が増大するが、 d_2/d_1 の値が 0.7 以上では頭打ちになるというシリーズⅡの a/h が 0.93 と同様の傾向を示すことが分かった。軸方向鉄筋を 3 段配置した試験

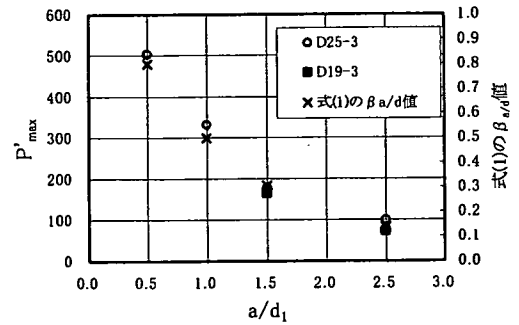


図-14 a/d_1 と P'_{max} との関係

体 S-6 (図中△で示す)は軸方向鉄筋が 2 段の S-3 に、もう 1 段軸方向鉄筋を上段に配置したものであるが、軸方向鉄筋を増加させると P'_{max} も若干増加するのが分かる。4 段配置した試験体 S-7 (図中□で示す)は、軸方向鉄筋の配置位置が他の試験体と異なるため、直接比較する試験体が無く定量的な結果は述べられないが、試験結果のばらつきを考えると 3 段と 4 段配置の影響は無いようにも見えるが、良く似た試験体 S-6 と比べると P'_{max} が若干であるが軸方向鉄筋が 3 段のものよりは大きくなっているのが分かる。

シリーズⅣの試験体は、支点から外側区間でのひび割れを抑制したものである。軸方向鉄筋を 1 段配置した試験体のみ a/d_1 と P'_{max} の関係を図-14 に示す。なお、これらの試験体のかぶり (c) は、示方書に示されるせん断耐力算定式の基本となった試験体と同じく 30mm と比較的小さな値である。せん断試験では実験方法などの違いで、結果にかなりバラツキが生じると思われるが、今回行った試験結果では、軸方向鉄筋量により P'_{max} の値は若干異なるが、 a/d_1 を用いて計算される式(1)の $\beta_{a/d}$ 値と P'_{max} との間には明瞭な比例関係が認められているので、結果に実験方法などの違いによる大きな誤差は含まれていないと言える。

また、シリーズⅣは他のシリーズで支点部にひび割れが発生したので、このひび割れの有無の影響を検証するためのものでもある。軸方向鉄筋が 1 段でかぶり (c) も 30mm と小さな値のシリーズⅠⅡとⅣとの P'_{max} の比較を行った。軸方向鉄筋量の違いは二羽の研究³⁾に示されたパラメータ $(1 + \sqrt{p_w})$; p_w は鉄筋比)を用いて補正した。比較結果を表-5 に示す。これより、シリーズⅠⅡとⅣとの補正後の P'_{max} 間には大きな違いが認められず、支点の外側に発生したひび割れの影響はあまり大きくないことが分かった。

表-5 シリーズI,IIとIVとの比較

No	シリーズ	名称	a (mm)	b (mm)	h (mm)	c (mm)	d ₁ (mm)	A _{s1}	f'c (N/mm ²)	P' _{max} (kN)	補正後* P' _{max}
4	I	400-0.5-A3	200	150	430	30	400	D25-3	29.6	473	184
68	IV	A-1							26.8	505	197
1	I	400-1.0-A3	29.2						343	134	
18	II	400-1.0-A2	D32-3						30.8	370	125
69	IV	A-2	D25-3						25.1	332	129
9	II	400-2.5-A2	D32-3						27.3	116	39.3
71	IV	A-5	D25-3				24.9	100	39.0		
54	II	200-2.5-A2	500				230	200	D22-3	29.2	76.7
74	IV	A-8		D19-3	25.5	73.5			27.6		

注 *印の補正後P'_{max}の値は、P'_{max}/(1+pw^{0.5})として求めている。pwは鉄筋比(%)

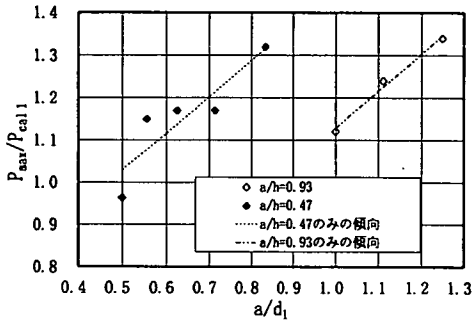


図-15 P_{max}/P_{cal1} と a/d₁ の関係

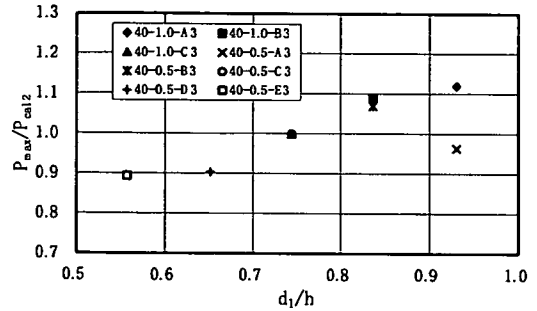


図-16 P_{max}/P_{cal2} と d₁/h との関係

d) シリーズV

試験体ゲビンデ1と試験体ゲビンデ2ではひび割れ性状がかなり異なっていた。しかし、両者のP'_{max}は115kNと113kNとほとんど同じ値であった。

4. せん断耐力の算定

(1) せん断耐力算定式

前述したディープビームにおける二羽の提案式を用いて、P_{max}の検討をまず行う。基本にしたせん断耐力の算定式を以下に示す。

$$P_{cal1} = K \times f'_c{}^{2/3} \times b \times d \times (1 + 3.33 \times r/d) \times (1 + \sqrt{p_w}) / [1 + (a/d)^2] \quad (2)$$

ここに、K = 0.24 (定数)、f'_c: コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)、b: 部材の幅 (mm)、d: 部材の有効高さ (mm)、r: 支圧板の長さ (mm)、a: せん断スパン (mm)、A_s: 軸方向鉄筋の断面積 (mm²)、p_w: 式(3)により求める。

$$p_w = A_s / (b \times d) \times 100 \quad (3)$$

(2) 実験値と計算値との比較

実験値と計算値との比較を行った。シリーズ毎の結果

を以下に述べる。

a) シリーズI

せん断耐力の算定はd = d₁として計算を行った。P_{max}と式(2)により求められる計算値との比(P_{max}/P_{cal1})とa/d₁の関係を図-15に示す。前述した通り、式(2)のせん断スパン比の項では、a/d₁がP_{max}に与える影響を評価出来ないため、a/h = 0.47, a/h = 0.93の両者の場合で、a/d₁が大きくなると、式(2)の計算値P_{cal1}は実験値P_{max}を過小値化する。

式(2)には、タイドアーチの耐荷機構の力の釣り合いを考慮した項(1+(a/d)²)が入っている。そのため、本来的には引張鉄筋位置を示す有効高さdを用いるべきであるが、今回行った実験結果では、a/dの変化によるせん断耐力の変動が、式(2)で評価できなかった。したがってd/hが小さい試験体では、従来のタイドアーチの耐荷機構で想定している力の釣り合い状態とは別の耐荷機構を検討する必要があり、今後、解析的検討も行い、このような試験体の耐荷機構を詳細に検討して、式(1)を修正する必要があると思われる。しかし、本論文では、種々の検討の結果、単にdをhとすることで、今回行った実験結果を再現できることが確認されたので、実用上の観点から式(4)を用いてdをhに変換を行い、式(2)を式(5)、(6)とすることを考えた。

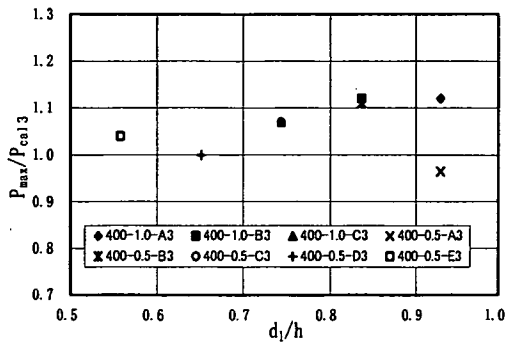


図-17 $P_{\max}/P_{\text{cal}3}$ と d_1/h の関係

$$d = (400/430) \times h = 0.93 \times h \quad (4)$$

$$P_{\text{cal}2} = K \times f_c'^{2/3} \times b \times (0.93 \times h) \times \left\{ 1 + 3.33 \times r / (0.93 \times h) \right\} \times \left[1 + \sqrt{p_{\text{wh}1}} \right] / \left[1 + \left\{ a / (0.93 \times h) \right\}^2 \right] \quad (5)$$

$$P_{\text{wh}1} = A_s / \left\{ b \times (0.93 \times h) \right\} \times 100 \quad (6)$$

シリーズIの試験体8体、およびシリーズIからシリーズVで軸方向鉄筋を1段配置とした試験体20体に対して、式(2)および式(5)を適用することで得られる $P_{\max}/P_{\text{cal}1}$ および $P_{\max}/P_{\text{cal}2}$ の平均値と変動係数は、1.14と12.3%および1.01と11.3%となり、式(2)に比べ、式(5)を用いよば、かぶり(c)の大きなディープビームのせん断耐力を精度良く求めることが出来る。一方、 $P_{\max}/P_{\text{cal}2}$ と d_1/h の関係を示す図-16から明らかなように、 d_1/h が小さくなると $P_{\max}/P_{\text{cal}2}$ も小さくなる傾向が認められた。これは d_1/h が変化しても、 $p_{\text{wh}1}$ を一定値として式(6)で計算していることが原因と思われた。そこで、式(6)を d_1/h の変化を考慮して式(7)に置き換える。

$$P_{\text{wh}2} = A_s \times \left\{ d_1 / (0.93 \times h) \right\} / \left\{ b \times (0.93 \times h) \right\} \times 100 \quad (7)$$

また、式(5)は式(8)となる。ここで、係数1.07は、軸方向鉄筋が異径棒鋼(SD345)一段配置のみの試験体18体で、 $P_{\max}/P_{\text{cal}3}$ の平均値が1.0となるように定めた。

$$P_{\text{cal}3} = 1.07 \times K \times f_c'^{2/3} \times b \times (0.93 \times h) \times \left\{ 1 + 3.33 \times r / (0.93 \times h) \right\} \times \left[1 + \sqrt{p_{\text{wh}2}} \right] / \left[1 + \left\{ a / (0.93 \times h) \right\}^2 \right] \quad (8)$$

計算の結果、 P_{\max} と式(8)により求められる計算値との比 ($P_{\max}/P_{\text{cal}3}$) の平均値と変動係数は0.992と5.4%となった。また、 $P_{\max}/P_{\text{cal}3}$ と d_1/h の関係を図-17に示す。これにより、軸方向鉄筋が異径PC棒鋼である2体で若干 $P_{\max}/P_{\text{cal}3}$ が低くなるものの、 d_1/h による精度の偏りが無くなり、式(8)が実験結果を妥当に評価出来

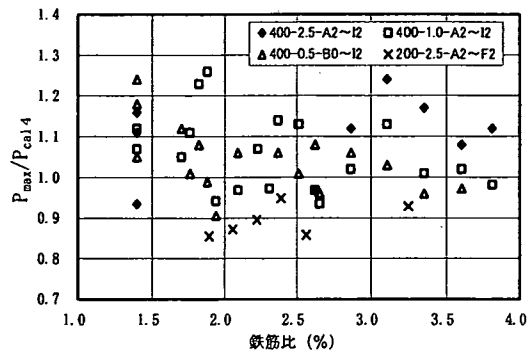


図-18(a) $P_{\max}/P_{\text{cal}4}$ と鉄筋比の関係

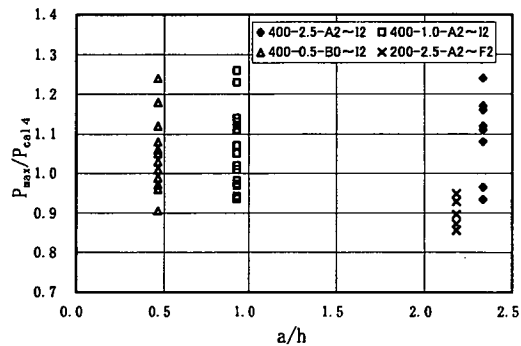


図-18(b) $P_{\max}/P_{\text{cal}4}$ と a/h の関係

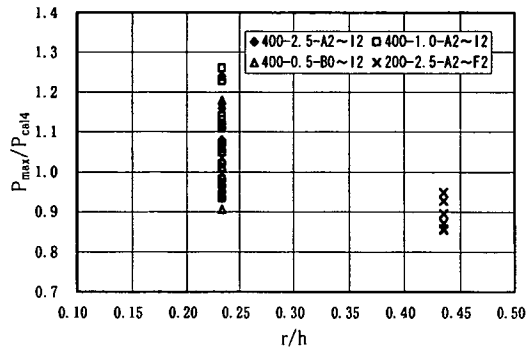


図-18(c) $P_{\max}/P_{\text{cal}4}$ と r/h の関係

るようになる。

b) シリーズII

シリーズIIは軸方向鉄筋を2段に配置しているので、1段配置の式(8)をそのまま適用出来ない。既往の実験より、軸方向鉄筋比を軸方向鉄筋の断面積 (A_s) にそれぞれの配置位置を考慮することで、せん断耐力が評価出来ること⁸⁾や、 P'_{\max} と d_2/d_1 との間に関連が認められ、上段に配置した軸方向鉄筋が部材の上縁に近づくにしたがって P'_{\max} も低下すること(図-12)より、軸方向鉄筋が2段に配置された部材では、式(7)を式(9)に置き換えた。

表-6 実測値/計算値の比較

シリーズ	I	II	III	IV	V	全体
試験体数	8	51	8	10	2	79
平均値	0.992	1.04	0.841	1.02	0.738	1.01
変動係数(%)	5.4	9.8	10.6	8.8	-	11.7

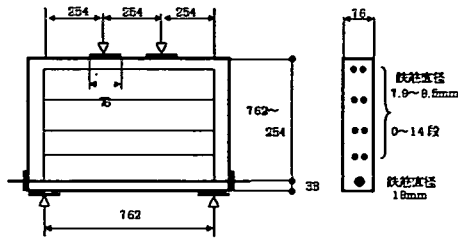


図-19 試験体の形状

$$P_{wh3} = \left\{ A_{s1} \times \left\{ d_1 / (0.93 \times h) \right\} + A_{s2} \times \left\{ d_2 / (0.93 \times h) \right\} \right\} / \left\{ b \times (0.93 \times h) \right\} \times 100 \quad (9)$$

また、式(8)は式(10)となる。

$$P_{cal4} = 1.07 \times K \times f_c^{2/3} \times b \times (0.93 \times h) \times \left\{ 1 + 3.33 \times r / (0.93 \times h) \right\} \times \left\{ 1 + \sqrt{p_{wh3}} \right\} / \left\{ 1 + \left\{ a / (0.93 \times h) \right\}^2 \right\} \quad (10)$$

ここで、 A_{s1} ：下段に配置された軸方向鉄筋の断面積 (mm^2)、 A_{s2} ：上段に配置された軸方向鉄筋の断面積 (mm^2)である。ただし、軸方向鉄筋は引張側のみを有効とする。

式(9)より p_{wh3} を求め、式(10)からせん断耐力を計算する。 P_{max} / P_{cal4} と鉄筋比、 a/h 、および r/h の関係をそれぞれ図-18(a)～(c)に示す。これより、 P_{max} / P_{cal4} と鉄筋比、 a/h や r/h の間には、特別な精度の偏りは認められない。シリーズIIの51体の試験体より計算される P_{max} / P_{cal4} の平均値は1.04、変動係数は9.8%となった。

c) シリーズIIIならびにシリーズIV

軸方向鉄筋を多段配置としたシリーズIIIならびにシリーズIVにおいても、シリーズIIの式(8)ならびに式(9)の考えをそのまま適用した。なお、軸方向鉄筋が n 段の場合には、式(9)を式(11)に置き換える。

$$P_{wh4} = \left[\sum_{i=1}^n A_{s(i)} \times \left\{ d_{(i)} / (0.93 \times h) \right\} \right] / \left\{ b \times (0.93 \times h) \right\} \times 100 \quad (11)$$

また、式(10)は式(12)となる。

$$P_{cal5} = 1.07 \times K \times f_c^{2/3} \times b \times (0.93 \times h) \times \left\{ 1 + 3.33 \times r / (0.93 \times h) \right\} \times \left\{ 1 + \sqrt{p_{wh4}} \right\} / \left\{ 1 + \left\{ a / (0.93 \times h) \right\}^2 \right\} \quad (12)$$

計算の結果、シリーズIII 8体では実験値/計算値の平

表-7 全試験体における実測値と計算値の比較結果

計算方法	項目	筆者	Kongら	全体
		試験体数	79	20
今回の提案式による結果	平均値	1.01	0.984	1.00
	変動係数(%)	11.7	11.1	11.6
従来式(2)による結果	平均値	1.29	1.23	1.23
	変動係数(%)	15.4	14.1	15.1

表-8 試験体の形状と実測値/計算値

NO	試験体名	h (mm)	(注) n	実測値 (kN)	計算値 (kN)	実測値/計算値
1	3-30	762	10	277	305	0.909
2	3-25	635	8	226	246	0.920
3	3-20	508	7	208	186	1.12
4	3-15	381	5	159	147	1.08
5	3-10	254	3	100	98.9	1.15
6	4-30	762	5	242	257	0.942
7	4-25	635	4	201	214	0.941
8	4-20	508	4	180	168	1.07
9	4-15	381	3	109	131	0.830
10	4-10	254	2	95.6	79.7	1.20
11	6-30	762	15	308	342	0.900
12	6-25	635	12	265	281	0.944
13	6-20	508	10	245	231	1.06
14	6-15	381	7	173	168	1.03
15	6-10	254	5	98.1	94.3	1.04
16	7-30A	762	1	253	253	1.00
17	7-30B	762	15	300	343	0.875
18	7-30C	762	15	264	333	0.792
19	7-30D	762	15	264	299	0.883
20	7-30E	762	15	297	299	0.994

注：nは軸方向鉄筋の総配置段数

均値が0.841、変動係数が10.6%、シリーズIV 10体では平均値が1.02、変動係数が8.8%であった。

d) シリーズV

シリーズVは、部材の高さ(h)が他のシリーズよりも大きく、かつ軸方向鉄筋に異径PC鋼棒を使用しており鋼材の材質が異なるが、式(8)をそのまま用いた。実測値/計算値はゲビンデ1で0.783、ゲビンデ2で0.733となり、実測値/計算値が若干小さな値となるようであった。2体の結果であるが、軸方向鉄筋に異径PC鋼棒を使用する場合には、実測値/計算値が低くなることに注意が必要であると思われる。

e) まとめ

シリーズIからVの試験体79体の比較結果を表-1ならびに表-6に示す。これより、実測値/計算値の平均値は1.01で変動係数は11.7%となり、良い精度で実験値を評価出来ることが分かった。

なお、従来式(2)を用いて、軸方向鉄筋の断面積(A_s)を断面の曲げ終局時の中立軸位置よりも引張側に配置した軸方向鉄筋断面積の総和とし、部材の有効高さ(d)を軸方向鉄筋の重心位置としてせん断耐力を算定する。

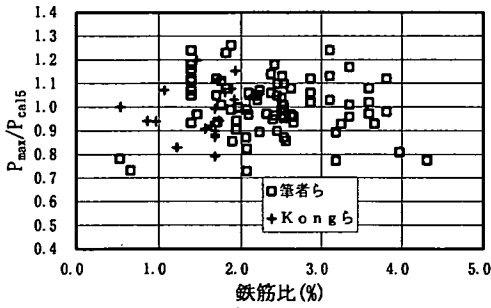


図-20(a) P_{max}/P_{cal5} と鉄筋比の関係

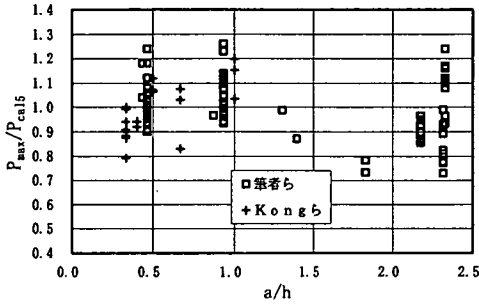


図-20(b) P_{max}/P_{cal5} と a/h の関係

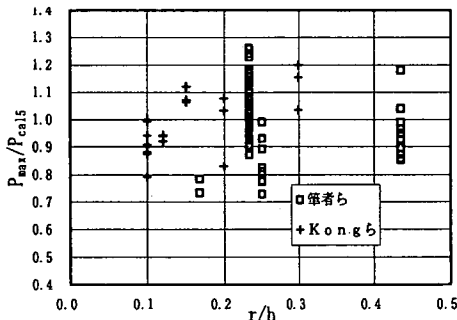


図-20(c) P_{max}/P_{cal5} と r/h の関係

ただし、 a/d が 2.5 より大きな領域では、はりのせん断耐力算定式²⁾と比較していずれか大きな値を採用することとする。このような従来の手法によった場合の実測値/計算値を表-7示す。これより、実測値/計算値の平均値は 1.29 で変動係数は 15.4% となり、このような手法では実測値を評価出来ないことが分かる。

(3) 既往の実験結果による検証

Kong ら⁹⁾ は、 a/h が 0.32~0.87 でかつ軸方向鉄筋を最大 15 段まで配置した、広範囲なディープビームの実験を行っている。試験体の形状を図-19 に示す。なお、Kong らの研究はせん断補強に水平なスターラップを用いてせん断補強効果を調べたものである。これらの実験

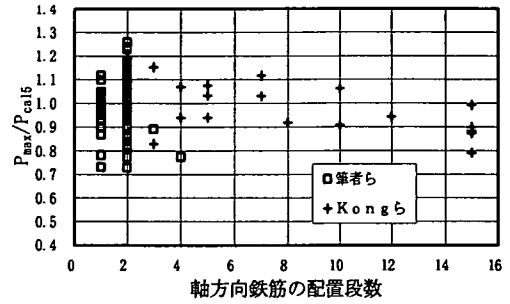


図-20(d) P_{max}/P_{cal5} と軸方向鉄筋の配置段数の関係

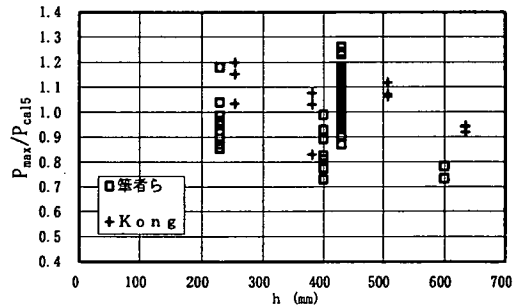


図-20(e) P_{max}/P_{cal5} と部材の高さ(h)の関係

結果を用いて式(12)によりせん断耐力(P_{cal5})を求める手法の適用性を検討した。なお、Kong らの試験体の d_1/h は 0.95~0.85 であり、式(12)の係数を求めた際の前提条件($d_1/h = 0.93$)と異なる試験体も含まれるが、ここでは、式(12)をそのまま用いる。試験体の形状と実測値/計算値の比較結果を筆者らの比較結果を含めて、表-7~8 ならびに図-20(a)~(e)に示す。

これより、試験体 20 体で P_{max}/P_{cal5} の平均値と変動係数はそれぞれ 0.984 と 11.1% となり、図からも特別な精度の偏りは認められず、軸方向鉄筋を最大 15 段まで配置した部材でも、そのせん断耐力は式(12)により評価可能であることを確認した。なお、前述したように従来の式(2)を用いる手法によると、実測値/計算値は平均値が 1.23 で変動係数は 14.1% となり、式(12)を用いる場合に比べ、大幅に精度が悪くなるのが分かる。

5. まとめ

せん断スパン(a)と部材の高さ(h)との比(a/h)が 2.5 程度以下で、せん断補強鉄筋を用いない軸方向鉄筋を多段に配置したディープビームのせん断破壊性状やせん断耐力について、実験結果から得られた主な結論を以下に示す。

(1) ひび割れ性状ならびにせん断耐力

軸方向鉄筋を複数段配置すると、配置した軸方向鉄筋の影響を受けて、腹部に複雑な形状をした斜めひび割れが発生する。しかし、最終的には軸方向鉄筋を1段配置した場合と同じように、支点部分と荷点を結ぶ腹部コンクリート部分や荷荷部におけるコンクリートが圧壊してせん断圧縮破壊に至る。また、部材の下線付近に軸方向鉄筋を束ねて配置すると、鉄筋径によっては、せん断耐力が軸方向鉄筋を中段付近に配置するよりも低下する場合がある。

(2) せん断耐力算定式

①軸方向鉄筋が1段配置でかぶり(c)が変化した場合や、軸方向鉄筋が多段に配置されたディープビームのせん断耐力を、土木学会コンクリート標準示方書に示されたディープビームのせん断耐力算定式(2)を基本にして求めるせん断耐力算定手法を提案した。

②軸方向鉄筋が1段配置でかぶり(c)が変化した場合には、式(2)の有効高さ(d)を部材の高さ(h)に代え、さらに、軸方向鉄筋の影響を鉄筋の配置位置(d_1)と部材の高さ(h)との比(d_1/h)で鉄筋比(p_w)を評価するとして式(7)を用いることにより、せん断耐力を適切に求めることが出来る。

③軸方向鉄筋が多段に配置された場合には、式(2)の有効高さ(d)を部材の高さ(h)に代え、さらに、軸方向鉄筋の影響を各鉄筋の配置位置と部材の高さとの比で鉄筋比(p_w)を評価するとして式(11)を用いることにより、せん断耐力を適切に求めることが出来る。

④①ならびに②に示した算定式が、模型試験体79体で平均値1.01、変動係数11.7%で実験結果を評価出来ることや、既往の実験結果を用いて軸方向鉄筋の配置段数が15段と多段配置の場合でも適用可能であることを検証した。既往の結果をも含めると、試験体が99体で平均値1.00、変動係数11.6%となり、提案手法が実験結果を良好に評価することを明らかにした。

以上、本研究により、せん断補強鉄筋の無い場合の大きなかぶりや、軸方向鉄筋を多段に配置したディープビームにおける、破壊性状やせん断耐力評価法を明らかにした。

今後は、せん断補強や互いに重ねられた形状の場合、ならびに、立杭のような縦断方向での部材幅と高さの関係などの検討がさらに必要であると考えている。

参考文献

- 1) (財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説(開削トンネル), 丸善株式会社, 2001.
- 2) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村 甫: せん断補強鉄筋を用いないRC梁のせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, 第372号/V-5, pp. 167-176, 1986.
- 3) 二羽淳一郎: FEM解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式, RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, Vol. 2, pp. 119-126, 1983.
- 4) 土木学会: コンクリート標準示方書・設計編(平成8年版), 土木学会, 1996.
- 5) 睦好宏史, 町田篤彦: 側方鉄筋を有する鉄筋コンクリート部材のせん断耐力および変形能, コンクリート工学年次講演会講演論文集, Vol. 9-2, pp. 335-340, 1987.
- 6) 二羽淳一郎, 梶貝勇: 側方鉄筋を有する部材の引張鉄筋比の評価について, 土木学会年次学術講演会講演集第V部, pp. 612-613, 1988.
- 7) 土屋智史, 三島徹也, 前川宏一: 高強度構成材料を用いたRC梁部材のせん断破壊と数値性能評価, 土木学会論文集, 第697号/V-54, pp. 65-84, 2002.
- 8) 寺田年夫, 齋藤啓一: 少数本の杭を用いたフーチングのせん断補強に関する実験的研究, 鉄道総研報告, Vol. 2, No. 7, pp. 17-25, 1988.
- 9) Kong, F. K., Robins, P. J. and Cole, D. F.: Web Reinforcement Effects on Deep Beams, ACI Journal, Proceedings V. 67, No. 12, pp. 1010-1017, 1970.

(2003. 2. 7 受付)

SHEAR STRENGTH OF REINFORCED DEEP BEAMS WITH MULTIPLE LAYERS OF LONGITUDINAL BARS

Keiichi SAITO, Katsutoshi TANAKA, Tadayoshi ISHIBASI, Toshio TERADA,
Mitsuyoshi AKIYAMA, Motoyuki SUZUKI and Masafumi IMAI

Diaphragm walls for earth retaining during excavation have recently been used as a permanent component of the main body of a structure in increasing cases because of the advancement in construction technology and for economic reasons. The design method has also been established. When a diaphragm wall is applied as a component of the main body, multiple layers of longitudinal bars are arranged. In order to find a shear design method using such members, a unidirectional static loading test was conducted using beam-type specimens to make an experimental study of shear failure characteristics and shear strength where no shear reinforcement was applied. This paper reports the relationship of the number of layers of longitudinal bars and the reinforcement area to the shear failure characteristics obtained by the test, and proposes a shear strength calculation method.