

開削トンネル隅角部周辺の耐震性能に関する実験的検討

Experimental study on seismic performance of sidewalls connected at knee joints of cut and cover tunnels

田嶋仁志*, 岸田政彦**, 前川宏一***, 大野了****
Hitoshi Tajima, Masahiko Kishida, Koichi Maekawa, Satoru Ohno

* 博士(工学) 首都高速道路公団工務部設計技術課 (〒100-8930 東京都千代田区霞が関1-4-1)

** 首都高速道路公団工務部設計技術課 (〒100-8930 東京都千代田区霞が関1-4-1)

*** 工博 東京大学大学院教授工学系研究科社会基盤専攻 (〒113-8654 東京都文京区本郷7-3-1)

**** 株式会社大林組 技術研究所 土木構造材料研究室 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640)

Sidewalls and slabs connected at knee joints of cut and cover tunnels generally have the feature that the shear span-to-depth ratio of them is comparatively shorter than bridge piers. However, it is not clear to verify the strength and deformation of them around knee joints. In this study, we employed the Cyclic loading tests using L-shaped reinforced concrete specimens and ascertained that the amount of shear reinforcing bars calculated by Deep Beam Formula considering the shear span-to-depth ratio obtained the reasonable seismic performance.

Key Words: Cut and cover tunnel, Cyclic loading test, Shear strength, Seismic performance

1. はじめに

開削トンネルは本来、高い耐震性能を有するために、その性能の確認を設計で省略する場合が少なかった。しかし、兵庫県南部地震において開削工法で施工された一部の地下駅部に大きな被害が発生したことから、著者らは開削トンネルの地震に対する安全性を確保するために様々な検討を行ってきた。現在、開削トンネルの耐震性確保には、周辺地盤の地震時の変形に追随するために必要なせん断耐力および変形性能を確保することが重要であることが認識されるに至っている。開削トンネルの隅角部周辺にある部材のせん断スパン比は1.0~3.0と比較的小さくなる傾向にある。このため、開削トンネルの隅角部付近の条件に合致した部材のせん断耐力および変形性能を明らかにし、合理的な照査に反映することが望まれている。

開削トンネル、特に道路トンネルのせん断耐力は道路橋示方書V編¹⁾のRC橋脚のせん断耐力式(以下、道示式と呼称)を準用して算出されることが多い。しかし、開削トンネルの地震時の変形挙動を解析すると隅角部周辺の部材はせん断スパン比が小さいにも係わらず、道示式はせん断スパン比によるコンクリートの負担せん断力の割増しを行っていないため、せん断耐力を小さく評価する傾向にあった。一方、コンクリート標準示方書²⁾では、せん断スパン比の小さな部材に対しては、ディープビーム効果を見込んだ耐力式を用いてよいこととしている。ディープビーム式を適用することでせん断耐力の予測精度を高め、鉄筋量の削減とコスト削減が可能となる。ただし、このディー

プビーム式は、梁供試体を用いた一方向荷重の実験結果^{3), 4), 5)}を基にして導出されていることから、隅角部に近接する部材への適用にあたっては、圧縮ストラットの形成に関連する境界条件の違いと荷重条件(地震時交番荷重)の差を検討しなければならない。

変形性能についても、橋脚をモデル化した供試体やボックスカルバートの隅角部を想定した逆T型供試体を用いた交番荷重の実験結果^{6), 7)}は存在するものの隅角部と隣接部材をモデル化したL型供試体を用いた交番荷重実験は、十分な蓄積を得ていない。開削トンネルの隅角部近傍で多用されるハンチやハンチ鉄筋の耐震性能への影響についても不明な点が多い。開削トンネルの隅角部付近特有の問題として評価する必要がある。また、最近の建設コスト削減の流れから高強度コンクリートを用いることにより部材断面を縮小するという手法も検討されつつある。部材寸法を縮小、ひいては部材剛性を低減することにより、耐震上の変形性能に対して有利になる可能性もあり、それらに対する検討も望まれる。

本研究では、せん断スパンの短い隅角部付近の部材のせん断耐力および変形性能について解明しようとするものであり、本文はせん断補強筋比とせん断スパン比を要因として行った実験の結果を基に耐震性能を検討したものである。併せて、高強度コンクリートを用いて部材断面を縮小したモデルについても、同様に検証を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は、現在施工中の首都高速中央環状新宿線の開削トンネルを例に、その側壁および隅角部を 1/3 スケールに縮小した。

試験体数は、計 5 体でせん断補強筋比、せん断スパン比、壁厚、ハンチ筋の効果をパラメータとした。主鉄筋には D10 および D13 (いずれも SD345) を、隅角部補強筋およびハンチ筋には D10 (SD345) を、せん断補強筋および配力筋には D6 (SD345) をそれぞれ使用した。以下、各試験体の特徴を記するとともに、表-1 に試験体種別を、図-1 に試験体形状・寸法をそれぞれ示す。

No.1 試験体：せん断補強筋比を最も少ない 0.05% とし、せん断補強筋は、施工時の組立て鉄筋を意識し、施工上の最小鉄筋量と考えた。せん断スパン比は、当該工区の設計計算から得られた地震時作用モーメント分布や事前のパラメータ解析等から、せん断スパン比が 1.4~2.0 程度となることから 2.0 に設定した。

No.2 試験体：試験体の設計段階においてディープビー

ム式²⁾により算出されるせん断耐力が曲げ耐力よりも大きくなるために必要なせん断補強筋量とし、せん断補強筋比を 0.15% とした。せん断スパン比は No.1 試験体と同じく、2.0 とした。

No.3 試験体：No.1 試験体と同様に施工上の最小鉄筋量としてせん断補強筋を配置した。せん断スパン比は、検討対象モデルのほぼ下限値、また、実験装置の制約等を考慮した最小スパン比として 1.4 とした。

No.4 試験体：試験体の設計段階において道示式³⁾により算出されるせん断耐力が曲げ耐力よりも大きくなるために必要なせん断補強筋量とし、せん断補強筋比を 0.23% とした。

表-1 試験体種別

試験体	せん断補強筋比 Pw (%)	せん断スパン比 H/D	備考
No. 1	0.05	2.00	実施における最小量
No. 2	0.15	2.00	ディープビー式における必要鉄筋量
No. 3	0.05	1.36	実施における最小量
No. 4	0.23	2.00	道示式における必要鉄筋量
No. 5	0.15	2.00	ディープビー式における必要鉄筋量

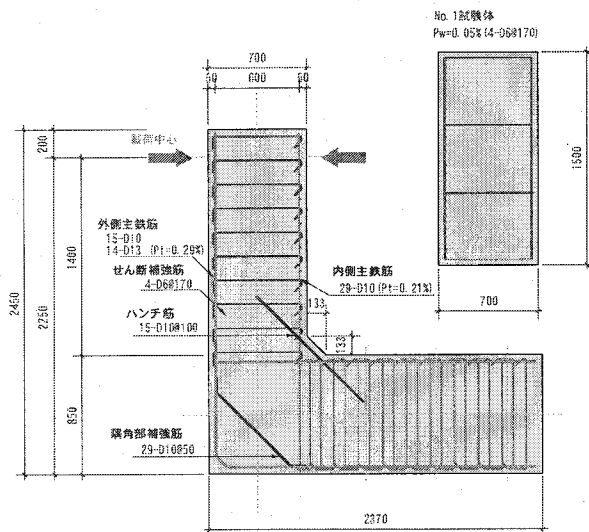


図-1 (a) 試験体形状・寸法 (No. 1 試験体)

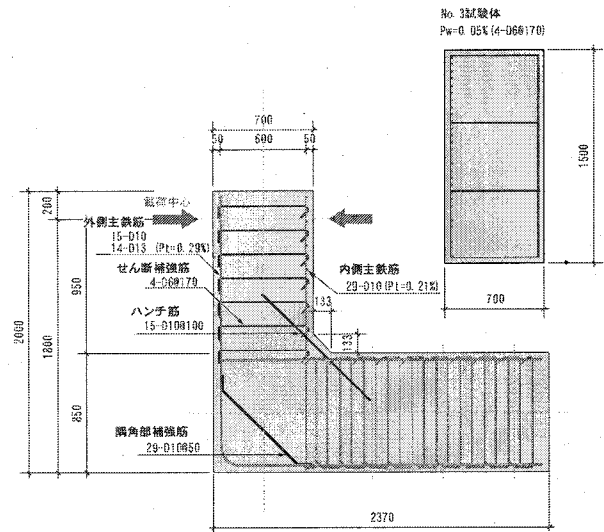


図-1 (c) 試験体形状・寸法 (No. 3 試験体)

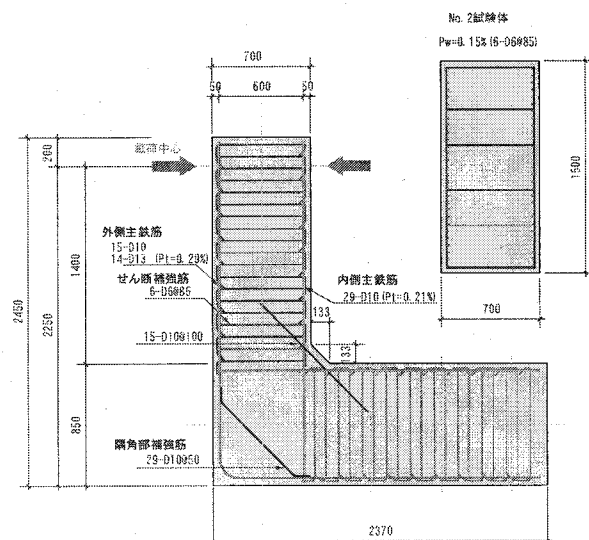


図-1 (b) 試験体形状・寸法 (No. 2 試験体)

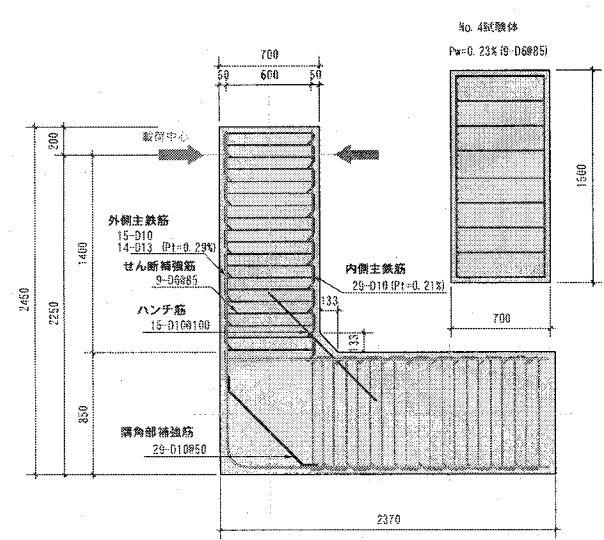


図-1 (d) 試験体形状・寸法 (No. 4 試験体)

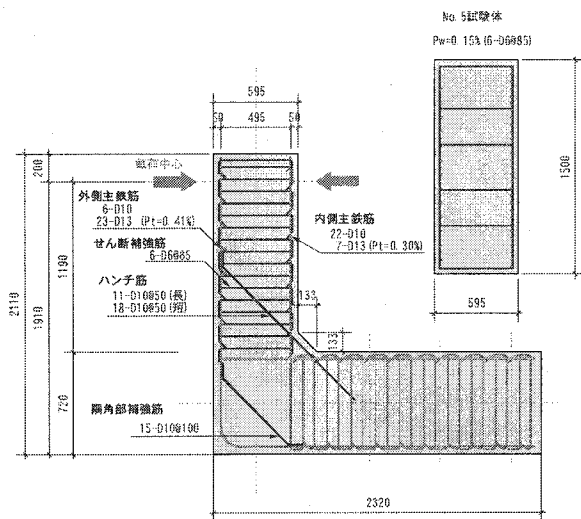


図-1 (e) 試験体形状・寸法 (No. 5 試験体)

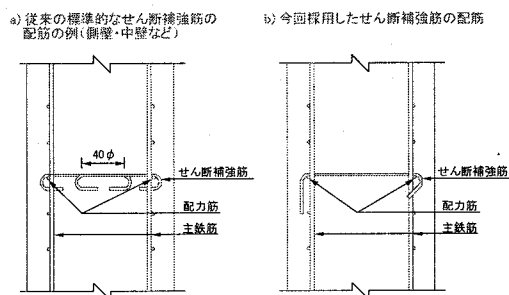


図-2 せん断補強筋のフック形状および配筋

とした。せん断スパン比は No.1 試験体と同じく、2.0 とした。

No.5 試験体：コンクリート強度を高くすることにより部材厚の低減を図った試験体で、曲げ耐力およびせん断補強筋比を No.2 試験体と同程度となるように設計した。せん断スパン比は、No.2 試験体と同様に 2.0 とした。なお、本試験体では、ハンチ筋の有効利用を考慮し、その 1/3 の鉄筋量を外側主鉄筋位置まで延ばして定着し、せん断補強筋として考慮できるかについても検討した。

ここで、開削トンネル側壁部のせん断補強筋のフック形状は、従来、道示に準拠し、かつ施工性を考慮して、図-2 a)に示すように両端半円形フックで、中間部で 40φ の重ね継手長としてきたが、今回実施した全試験体では、せん断補強筋のフック形状を図-2 b)に示すように（直角フック＋鋭角フック）とし、中間部で重ね継手を設けないこととした。これは、既往の研究^{9, 9)}では、両端半円形フックで中間部で重ね継手となっているせん断補強筋を使用した試験体と、今回の試験体のように（直角フック＋鋭角フック）とした試験体とを比較すれば、両者の変形性能はほぼ同程度と報告されていることを考慮したものである。

2.2 使用材料

No.1 試験体から No.4 試験体は、コンクリートの設計基準強度 27N/mm² の普通ポルトランドセメントを使用し、No.5 試験体には、コンクリートの設計基準強度 40N/mm² の低熱ポルトランドセメントを使用した。鉄筋は、すべて

表-2 材料試験結果

試験体名	コンクリート強度		鉄筋強度	
	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ⁴ N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ⁵ N/mm ²)
No. 1	33.4	2.58	D6 : 365	D6 : 2.00
No. 2	33.3	2.67	D10 : 368	D10 : 1.90
No. 3	29.9	2.51	D13 : 347	D13 : 1.90
No. 4	28.5	2.48		
No. 5	39.3	2.67	D6 : 365	D6 : 2.00
			D10 : 367	D10 : 1.86
			D13 : 369	D13 : 1.86

の試験体に SD345 を使用した。コンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表-2 に示す。

2.3 載荷概要

試験体の載荷は、地中構造物であることを考慮し、当該工区の設計で得られた隅角部周辺の軸応力度を再現するために、試験体頭部に取付けた鉛直方向の油圧ジャッキで側壁鉛直軸応力度 $\sigma_n=1.0\text{N/mm}^2$ 相当の軸力を導入した。同様に隅角部には、水平方向に常時の土圧相当を考慮して隅角部に PC 鋼棒により軸応力度 $\sigma_n=0.56\text{N/mm}^2$ 相当の軸力を導入した。この応力状態を頭部水平力載荷期間中、一定に保持しながら、試験体頭部に取付けた押引きジャッキにより静的に正負の交番載荷を実施した。

載荷サイクルを図-3 に示すが、試験体が降伏するまでは荷重制御により、初期ひび割れが発生する荷重、主鉄筋が常時許容応力度に達する荷重、主鉄筋が地震時許容応力度に達する荷重でそれぞれ 1 回の正負の繰返し載荷を実施した。その後、主鉄筋が降伏する荷重で 3 回の繰返し載荷を実施した後、変位制御による 3 回の正負の繰返し載荷を試験体が破壊するまで降伏変位の整数倍で実施した。載荷概要を図-4 に示す。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

実験結果一覧を表-3 に示し、各試験体の破壊状況を以下に記す。なお、記述中の正載荷とは、隅角部を閉じる方向（閉合側）に載荷した場合を、負載荷とは、隅角部を開く方向（開口側）に載荷した場合をそれぞれ示す。

No.1 試験体：図-5 に載荷点における水平荷重と変位の関係（以下、荷重～変位履歴曲線と略す。）を示す。正載荷時に、荷重 $P=400.2\text{kN}$ で底版天端外側付近に、負載荷時に、荷重 $P=-205.0\text{kN}$ でハンチ下端にあたる底版天端付近に曲げひび割れをそれぞれ目視により確認した。

± δy の正載荷では、 $\delta y=4.38\text{mm}$ 、 $P=811.6\text{kN}$ で側壁外側の主鉄筋が底版天端位置付近で降伏ひずみ 1937 μ を越えた。負載荷では内側の主鉄筋が降伏する直前にせん断ひび割れが拡大進展し荷重が低下した（写真-1）。負載荷時の最大荷重は $P_{\min}=-703.7\text{kN}$ であった。なお、この時の主鉄筋に生じていたひずみは 1688 μ であった。以降、正負の繰返しは、正側降伏変位の整数倍とし、各サイクル 1 回の繰返しとした。その後、±2 δy の正載

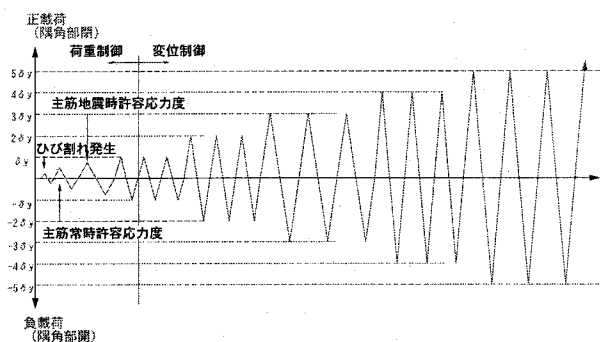


図-3 荷重サイクル

荷時に $\delta=6.5$ mm で正載荷側のせん断ひび割れが発生した。 $+2\delta y=8.8$ mm で最大荷重 $P_{max}=855.3$ kN に達した。 $-2\delta y=-8.8$ mm では側壁外側の底版天端よりも下方にひび割れが発生するようになり、さらに $-4\delta y$ の載荷時になると圧壊の傾向が見られた。 $+5\delta y$ になると側壁内側のハンチのすぐ上にも圧壊の傾向が見られた。

$\pm 5\delta y$ の正載荷時では、耐力は減少しなかったが、負載荷時では、せん断ひび割れが大きく拡大し、耐力は50%程度まで低下したため、正負交番載荷を $\pm 5\delta y$ までとし、 $+6\delta y$ 以降、 $+15\delta y$ まで正載荷側で片押し載荷とした。 $+70$ mm 程度で、ハンチ上端位置におけるかぶりコンクリートのはらみ出しや主鉄筋の座屈により、荷重が低下し、載荷を終了した。最終破壊状況を写真-2 に示す。なお、写真中のハッチ付き矢印の方向が、正載荷 (隅角部を閉じる方向に載荷) の方向を、白抜き矢印の方向が、負載荷 (隅角部を開く方向に載荷) の方向をそれぞれ示す。

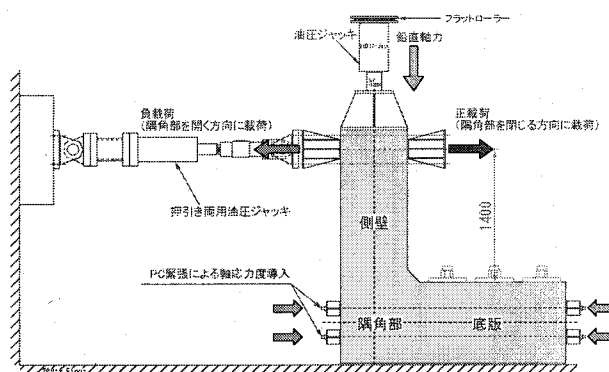


図-4 荷重概要

No.2 試験体：図-6 に荷重～変位履歴曲線を示す。正載荷時に、荷重 $P=424.2$ kN で底版天端外側付近に、負載荷時に、荷重 $P=-181.9$ kN でハンチ下端にあたる底版天端付近に目視による曲げひび割れをそれぞれ確認した。

$\pm \delta y$ の正載荷では、 $\delta y=3.98$ mm、 $P=791.5$ kN で側壁外側の主鉄筋が底版天端位置付近で降伏ひずみ 1937μ を越えた。負載荷では、 $\delta y=-5.76$ mm、 $P=-716.0$ kN で側壁内側の主鉄筋が底版天端付近で降伏ひずみ 1937μ を越えた。正負載荷ともに1サイクル目で側壁に曲げひび割れと斜めひび割れが見られた。

$\pm 2\delta y$ の載荷時に最大荷重 ($P_{max}=864.6$ kN、 $P_{min}=-743.0$ kN) に達した。 $+4\delta y$ 付近でハンチ上部に圧壊の傾向が見られた。 $-5\delta y$ の2サイクル目では、側壁外側の底版天端から下方の位置に圧壊の傾向が見られた。 $\pm 6\delta y$ の載荷時になるとコンクリートのはらみ出しや剥落が

表-3 実験結果一覧

試験体	載荷方向	ひび割れ時 ¹⁾			降伏時 ²⁾			最大荷重時 ³⁾			終局部材角時 ⁴⁾		
		荷重(kN)	変位(mm)	部材角(rad)	荷重(kN)	変位(mm)	部材角(rad)	荷重(kN)	変位(mm)	部材角(rad)	荷重(kN)	変位(mm)	部材角(rad)
No.1	正載荷	400.2	0.69	0.0005	811.6	4.38	0.0031	855.3	8.45	0.006	811.6	49.89	0.036
	負載荷	-205.0	-0.41	-0.0003				-703.7	-5.07	-0.004			
No.2	正載荷	424.2	0.77	0.0006	791.5	3.98	0.0028	864.6	7.55	0.005	815.1	23.96	0.017
	負載荷	-181.9	-0.44	-0.0003	-716.0	-5.76	-0.0041	-743	-7.56	-0.005	-712.1	-28.91	-0.021
No.3	正載荷	620.9	0.63	0.0007	1282.9	3.36	0.0035	1324.1	6.75	0.007	1271.6	13.46	0.014
	負載荷	-282.0	-0.38	-0.0004	-1028.4	-4.52	-0.0048	-1047.5	-7.07	-0.007	-1010.2	-9.09	-0.010
No.4	正載荷	410.5	0.65	0.0005	822.4	4.83	0.0035	852.8	14.55	0.010	814.6	24.26	0.017
	負載荷	-252.6	-0.60	-0.0004	-721.4	-5.96	-0.0043	-744.9	-11.39	-0.008	-714	-23.94	-0.017
No.5	正載荷	485.0	0.96	0.0008	831.2	4.14	0.0035	952.9	23.55	0.020	829.8	33.27	0.028
	負載荷	-204.5	-0.72	-0.0006	-802.8	-5.16	-0.0043	-914.1	-13.34	-0.011	-797.9	-46.46	-0.039

- 1) ひび割れ時とは、目視でひび割れが観察された時点とする。
- 2) 降伏時とは最外縁の主鉄筋が降伏ひずみに達した時点とする。
- 3) 最大荷重時とは、各載荷方向での最大荷重とする。
- 4) 終局部材角時とは、試験体耐力が最大荷重時以降に降伏荷重以下に低下する時点とする。

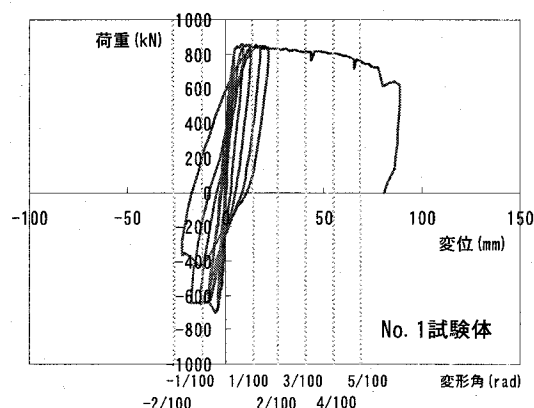


図-5 荷重～変位履歴曲線 (No.1 試験体)

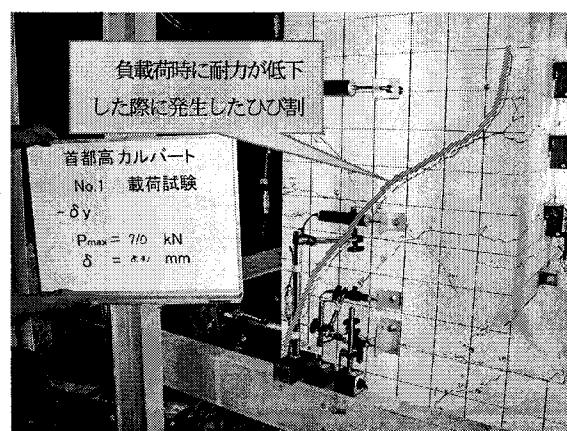


写真-1 $\pm \delta y$ の負載荷時 (1サイクル目)

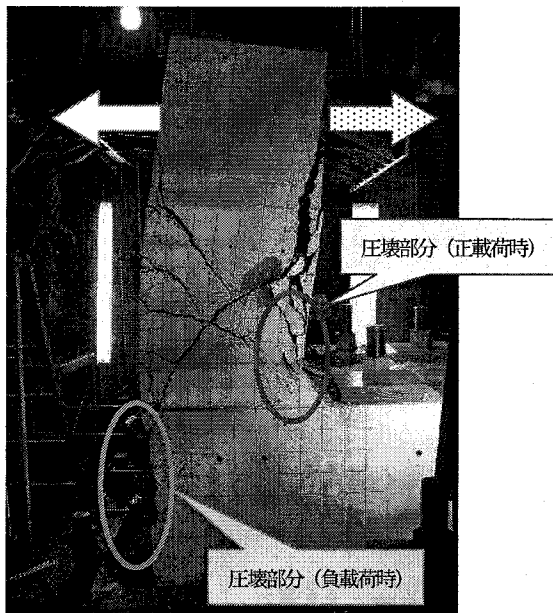


写真-2 最終破壊状況(No.1 試験体)

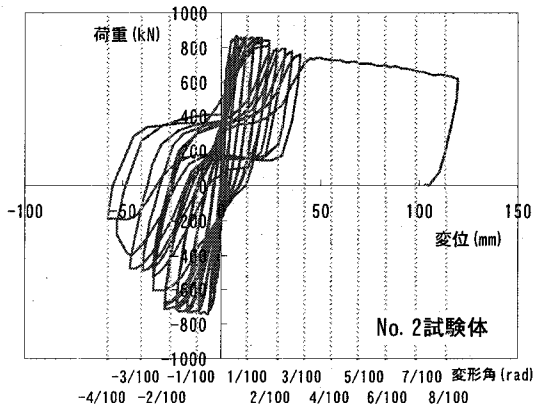


図-6 荷重～変位履歴曲線 (No.2 試験体)

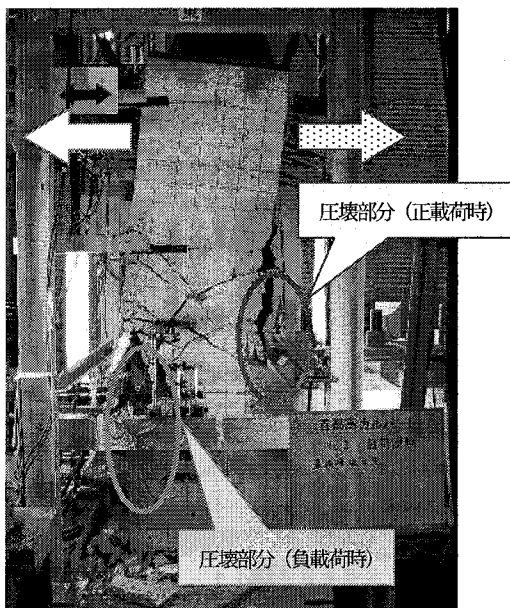


写真-3 最終破壊状況(No.2 試験体)

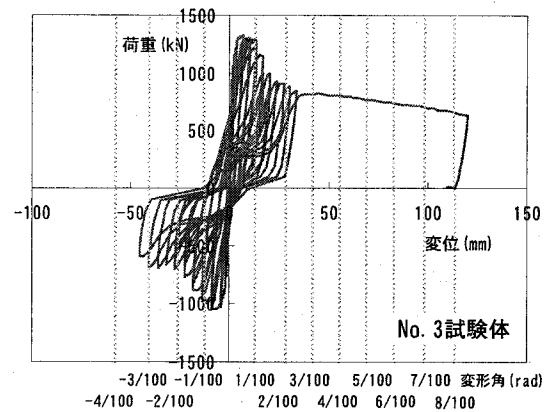


図-7 荷重～変位履歴曲線 (No.3 試験体)

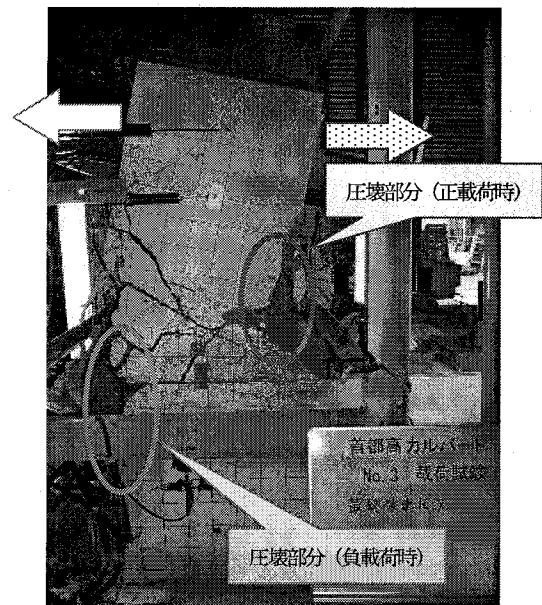


写真-4 最終破壊状況(No.3 試験体)

みられるようになり、荷重が大幅に低下した。

±10 δy のサイクルでは、正載荷で最大荷重の 88% 程度まで荷重が低下し、負載荷では 25% 程度まで荷重が低下した。正負交番載荷を ±10 δy までとし +11 δy 以降、+30 δy まで正側に片押し載荷としたが、荷重は急激に低下することなく徐々に低下した。最終破壊状況を写真-3 に示す。

No.3 試験体：図-7 に荷重～変位履歴曲線を示す。正載荷時に、荷重 $P=620.9\text{kN}$ で底版天端外側付近に、負載荷時に荷重 $P=-282.0\text{kN}$ でハンチ下端の底版上面付近に、目視による曲げひび割れをそれぞれ確認した。

± δy の正載荷では、 $\delta y=3.36\text{ mm}$ 、 $P=1282.9\text{kN}$ で側壁外側の主鉄筋が底版天端位置付近で降伏ひずみ 1937μ を越えた。負載荷では、 $\delta y=-4.52\text{ mm}$ 、 $P=-1028.4\text{kN}$ で側壁内側の主鉄筋が底版天端付近で降伏ひずみ 1937μ を越えた。正負載荷ともに 1 サイクル目で側壁に斜めひび割れが入った。なお発生した斜めひび割れの位置は、他の試験体と比較すると、底版部に近い位置となっている。

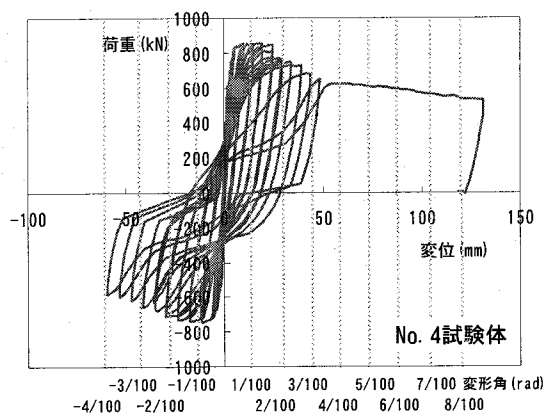


図-8 荷重～変位履歴曲線 (No.4 試験体)

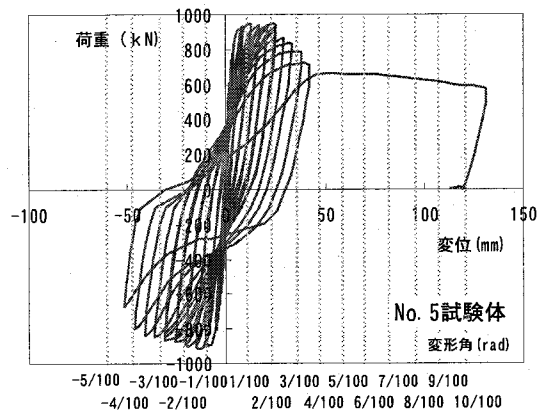


図-9 荷重～変位履歴曲線 (No.5 試験体)

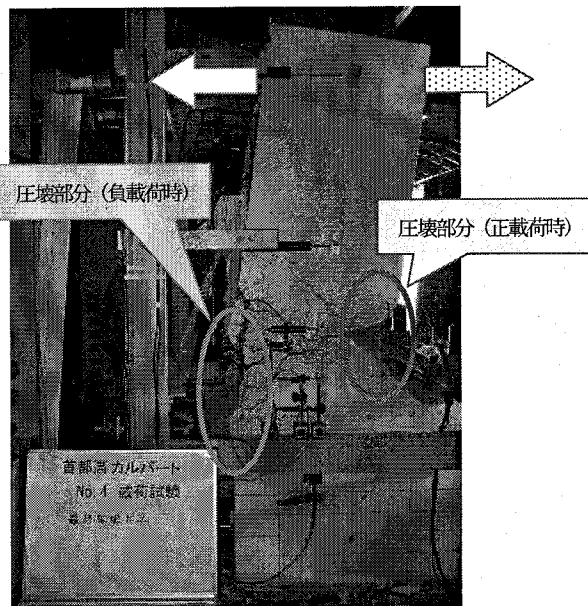


写真-5 最終破壊状況(No.4 試験体)

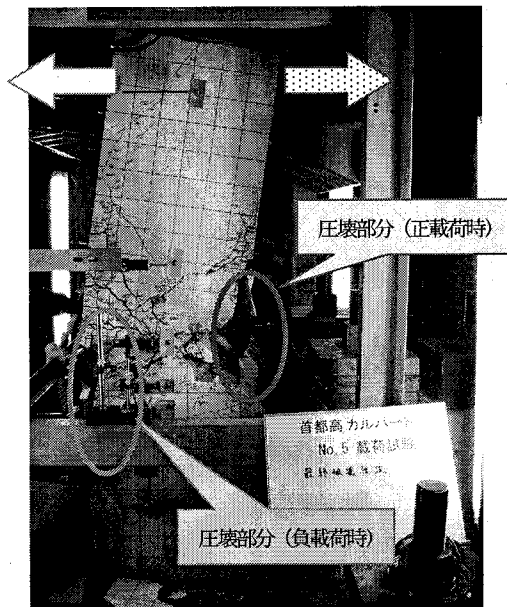


写真-6 最終破壊状況(No.5 試験体)

$\pm 2\delta y$ の1サイクル目で最大荷重($P_{max}=1324.1\text{kN}$, $P_{min}=-1047.5\text{kN}$)に達した。 $\pm 3\delta y$ の正載荷時に、ハンチ部に圧壊の傾向が見られた。 $\pm 4\delta y$ の負載荷時に、底版天端下端位置のコンクリートの剥落、主鉄筋のはらみ出しおよび座屈により荷重が大きく低下した。

$\pm 10\delta y$ の正載荷では、最大荷重の64%程度まで荷重が低下し、負載荷では57%程度まで荷重が低下した。正負交番載荷を $\pm 10\delta y$ までとし $+11\delta y$ 以降、 $+35\delta y$ まで正側に片押し載荷としたが、荷重は急激に低下することなく徐々に低下した。最終破壊状況を写真-4に示す。

No.4 試験体：図-8に荷重～変位履歴曲線を示す。正載荷時に、荷重 $P=410.5\text{kN}$ で底版天端外側付近に、負載荷時に、荷重 $P=-252.8\text{kN}$ でハンチ下端に、目視による曲げひび割れをそれぞれ確認した。

$\pm \delta y$ の正載荷では、 $\delta y=4.83\text{ mm}$, $P=822.4\text{kN}$ で側壁外側の主鉄筋が底版天端位置付近で降伏ひずみ 1937μ を越えた。負載荷では、 $\delta y=-5.96\text{ mm}$, $P=-721.4\text{kN}$ で底版天端内側の主鉄筋が降伏ひずみ 1937μ を越えた。

正載荷、負載荷ともに1サイクル目で側壁部に曲げひび割れと斜めひび割れが見られた。最大荷重は、 $\pm 2\delta y$ の負載荷時に $P_{min}=-744.9\text{kN}$, $\pm 3\delta y$ の正載荷時に $P_{max}=852.8\text{kN}$ であった。

$+5\delta y$ の2サイクル目に側壁内側(ハンチ上部)にコンクリートのはらみ出しが生じ、主鉄筋の座屈の兆候が現れた。 $+6\delta y$ で内側の主鉄筋が座屈し、 $-8\delta y$ で底版天端付近で外側の主鉄筋が座屈した。

$\pm 10\delta y$ のサイクルでは、正載荷および負載荷ともに最大荷重の77%まで荷重が低下した。正負交番載荷を $\pm 10\delta y$ までとし、 $+11\delta y$ 以降、 $+25\delta y$ まで正側に片押し載荷としたが、荷重は急激に低下することなく徐々に低下した。最終破壊状況を写真-5に示す。

No.5 試験体：図-9に荷重～変位履歴曲線を示す。正載荷時に荷重 $P=485\text{kN}$ で底版天端外側付近に、負載荷時に、荷重 $P=-204.5\text{kN}$ でハンチ下端にあたる底版天端付近に目視によるひび割れをそれぞれ確認した。 $\pm \delta y$ の正載荷では、 $\delta y=4.14\text{ mm}$, $P=831.2\text{kN}$ で側壁外側の主鉄

筋が底版天端位置付近で降伏ひずみ 1937μ を越えた。負荷荷では、 $\delta y = -5.16\text{ mm}$ 、 $P = -802.8\text{ kN}$ にハンチ上部位置でハンチ筋が降伏ひずみ 1937μ を越えた。正載荷および負載荷ともに1サイクル目で側壁に曲げひび割れと斜めひび割れが見られた。

$\pm 2\delta y$ の負載荷時に、変位 $\delta = -7.0\text{ mm}$ で、側壁内側の主鉄筋が降伏ひずみに達した。 $\pm 3\delta y$ でも荷重は増加し、このサイクルで正負とも最大荷重($P_{\max} = 952.9\text{ kN}$ 、 $P_{\min} = -914.1\text{ kN}$)に達した。

$\pm 6\delta y$ の載荷時に、コンクリートのはらみ出しや剥落がみられるようになった。 $\pm 10\delta y$ のサイクルでは、正載荷および負載荷ともに最大荷重の75%程度まで荷重が低下した。正負交番載荷を $\pm 10\delta y$ までとし、 $+11\delta y$ 以降、 $+30\delta y$ まで正側に片押し載荷としたが、荷重は急激に低下することなく徐々に低下した。最終破壊状況を写真-6に示す。

3.2 曲げモーメント～部材角包絡線

各試験体の曲げモーメント～部材角包絡線を図-10に示す。ここで、各試験体の曲げモーメントは、載荷点における水平荷重にせん断スパン(底版天端から載荷点までの距離)を乗じた値とし、部材角は、載荷点における水平変位をせん断スパンで除した値とした。

No.1 試験体は、負載荷時に降伏荷重に達する前にせん断ひび割れにより荷重が低下したため、他の試験体に比べ最大曲げモーメントが小さくなっている。No.1 を除く部材断面が同じ No.2, No.3, No.4 の試験体の最大曲げモーメントは、せん断スパン比の違い (No.3 試験体) やせん断補強筋量の違い (No.4 試験体) があるものの各試験体ともほぼ同じ程度となっている。

せん断補強筋比と終局部材角との関係を図-11に示す。ここで、終局部材角とは、試験体耐力(曲げ耐力)が降伏モーメントを超え、最大モーメントに達した後、再度降伏モーメント以下に耐力が低下する点での部材角を終局部材角と定義した。図中で、No.1 試験体の負載荷は、せん断破壊したため図から割愛した。せん断補強筋比がディープビーム式で算定されるせん断補強筋量より大きいケース (No.2, No.4, No.5 試験体) では、終局部材角で概ね $1/50$ (0.02) 程度は確保することができた。同一サイズの試験体でせん断補強筋量が異なった No.2 試験体と No.4 試験体では終局部材角に大きな差がなかった。No.5 試験体では、終局部材角で、 $0.03 \sim 0.04$ と大きな値となっている。これは、高強度コンクリートを用いることにより、断面が縮小され、剛性が小さくなることで、逆に、変形性能が大きくなったことが考えられる。

なお、「2.1 試験体形状」で述べたように、今回実施した試験体のフック形状は、(直角フック+鋭角フック)である。施工性を考慮したフック形状を基本としたが、このフック形状においても、今回の実験結果程度の終局部材角を確保できることが確認された。

4. せん断耐力に関する考察

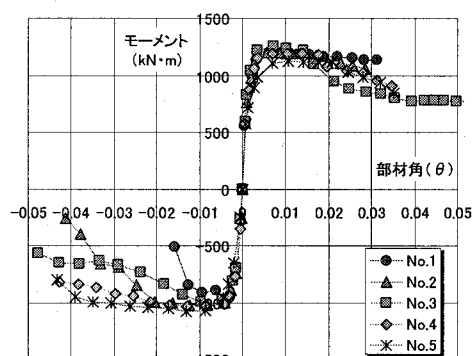


図-10 モーメント～部材角包絡線の比較

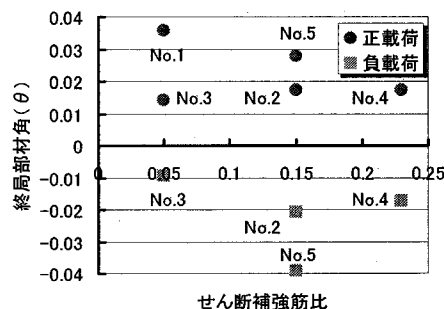


図-11 せん断補強筋比と終局部材角の関係

4.1 せん断耐力式の適用性の検討

本実験において、せん断スパン比を2.0とし、せん断補強筋比を0.05% (No.1 試験体)、せん断スパン比を考慮できるディープビーム式により算出した0.15% (No.2 試験体)、道示式により算出した0.23% (No.4 試験体) と変化させて正負交番載荷を行なった。

図-12 に正載荷の場合の実験時最大耐力とディープビーム式によるせん断耐力の比較を示す。なお、せん断耐力は、部材係数 $\gamma_b = 1.0$ として算出した。正載荷の場合、せん断補強筋比の最も少ない0.05%でも破壊形態がせん断破壊とならなかった。このことから、ディープビーム式により算定される0.15%以上を確保しておけばせん断破壊とならないと考えられる。また、せん断スパン比を1.4とし、せん断補強筋比を0.05%としたNo.3 試験体では、せん断スパン比が小さいことからディープビーム効果によりせん断破壊とならなかった。さらに、高強度コンクリートを用いて壁厚を減少させ、ディープビーム式により算出される0.15%としたNo.5 試験体でもせん断破壊とならなかった。また、図-14に示す正負交番載荷過程におけるひび割れ状況より、正載荷では、斜めひび割れは、ハンチ上部に向かって進展しており、圧縮ストラットを形成すべき荷重支持点がハンチ上部にあり、想定通りディープビームとして力を伝達したと言える。以上のことより、正載荷の場合(隅角部を閉じる方向に載荷した場合)でのディープビーム式の適用が確認されたと考えられる。

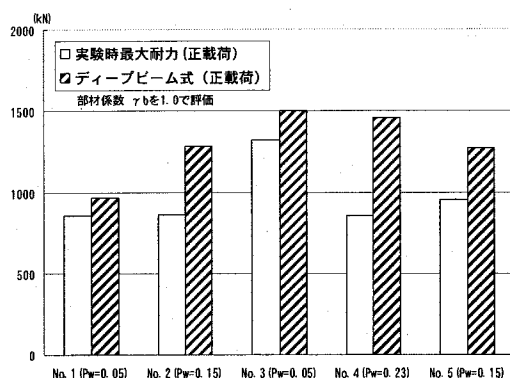


図-12 ディープビーム式によるせん断耐力の比較 (正載荷時)

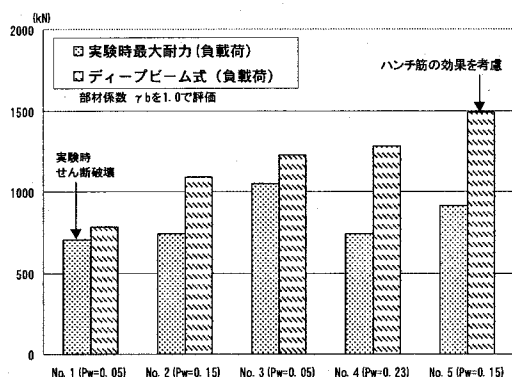
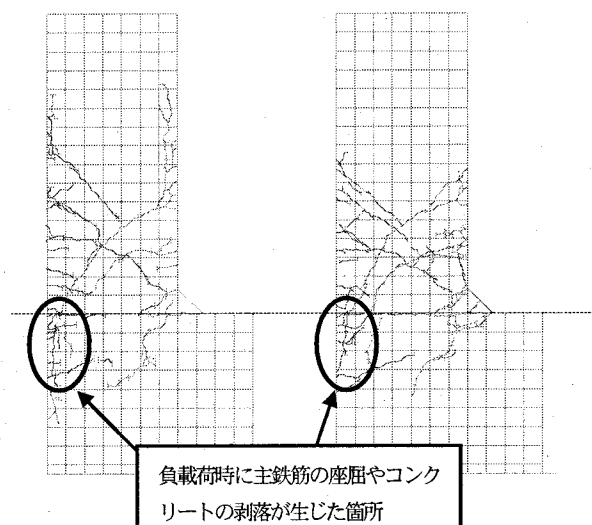


図-13 ディープビーム式によるせん断耐力の比較 (負載荷時)

一方、図-13 に負載荷の場合の実験時最大耐力とディープビーム式によるせん断耐力の比較を示す。なお、No.5 試験体のせん断耐力は、後述するハンチ筋の効果も考慮した。負載荷の場合、正載荷と比較して、せん断補強筋比の最も少ない0.05%のNo.1 試験体でのみせん断破壊となった。図-13 からわかるように、ディープビーム式により算出したせん断耐力より実験値が低かったこと、また、図-14 の例に示す No.1, No.2 試験体に代表される負載荷時のひび割れ進展状況を考慮した場合、せん断力を受け持つ圧縮ストラットを形成すべき支持機構が不明瞭なため、せん断ひび割れが隅角部まで入り込む傾向にあったこと、コンクリートの剥落や主鉄筋の座屈が隅角部内の領域にまで達したことから、結果として、圧縮ストラットの支持機構が幾分、低下していることが考えられる。よって、ディープビーム式の適用にあたっては、せん断スパンの設定を補正する等の配慮が必要である。そこで、隅角部を開く方向にせん断力が作用する場合には、文献 10) を参考に設計での安全性を考慮して、例えば、図-15 に示すように式(1)および式(2)によりせん断スパンを補正する手法が考えられる。ただし、ディープビーム式の適用範囲を考慮して、補正後のせん断スパン比が2.5 以上となる場合には土木学会棒部材式²⁾を適用した。

この式を適用した場合のせん断耐力と実験値の比較を図-16 示す。せん断破壊を起こした No.1 試験体では、実験値がせん断耐力を上回り、ディープビーム式を適用する



No.1 試験体 (5δy 終了時) No.2 試験体 (5δy 終了時)
図-14 ひび割れ状況

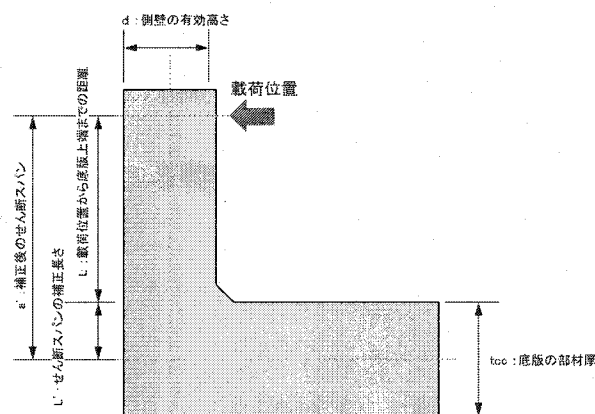


図-15 補正したせん断スパン

際の補正として、適用の可能性を示唆している。ただし、No.3 試験体では、安全側の評価となっていると考えられるが、今後、せん断スパンの取り方に関して検討の余地がある。

$$a' = L + L' \quad \dots\dots (1)$$

$$L' = \text{Min} (t_{cc}/2, d) \quad \dots\dots (2)$$

ここに、

a' : 補正後のせん断スパン(mm)

L : 載荷位置から底版上端までの距離(mm)

L' : せん断スパンの補正長さ(mm)

t_{cc} : 底版の部材厚(mm)

d : 側壁の有効高さ(mm)

4.2 ハンチ筋のせん断耐力への効果の検証

No.5 試験体では、ハンチ筋 (ハンチ部に配置した補強筋) の1/3の量を外側主鉄筋まで延ばし、主鉄筋に沿って定着した。このように配置したハンチ筋は、負載荷時のせん断ひび割れに対して交差することからせん断補強筋

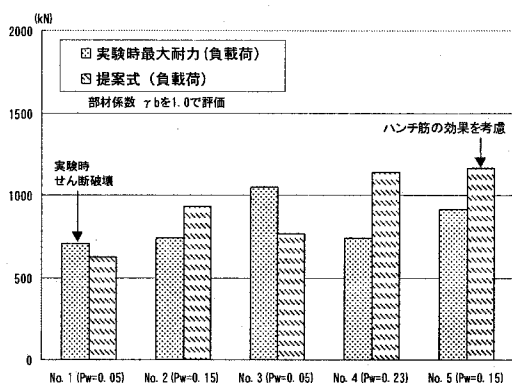


図-16 提案するせん断耐力式による
せん断耐力の比較 (負荷荷時)

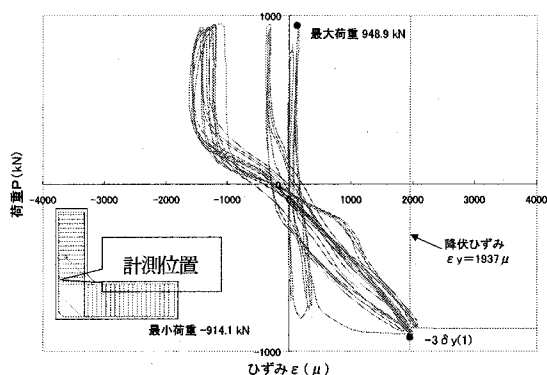


図-17 ハンチ筋のひずみ

として効果があると考えられ、これについて検証した。

図-17にNo.5試験体におけるハンチ筋の荷重～ひずみ関係の例を、図-18にハンチ筋を延ばしていないNo.2試験体とNo.5試験体のひびわれ状況図の比較を示す。図-18よりハンチ筋を延ばしたNo.5試験体の側壁の斜めひび割れは、No.2試験体と比較すると分散している傾向にある。また、No.5試験体の斜めひび割れ位置でのハンチ筋の荷重～ひずみ関係からハンチ筋のひずみが降伏ひずみを超えていることなどからハンチ筋が有効にせん断力を分担していたと考えられる。

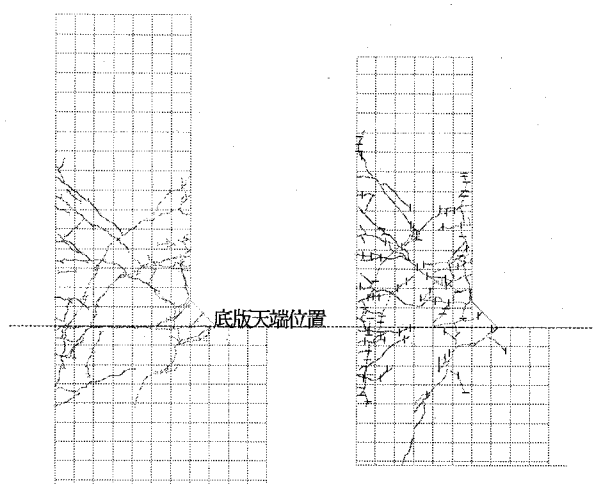
以上のことから、実構造物の設計では、隅角部を開く方向にせん断力が作用する場合には、ハンチ筋を考慮することが考えられる。式(3)を用いて、せん断補強筋とハンチ筋の負担分を算出することとした。

$$V_{sd} = \left(\frac{A_{s1} \cdot f_{wyd1} (\cos \alpha_{s1} + \sin \alpha_{s1})}{S_{s1}} + \frac{A_{s2} \cdot f_{wyd2} (\cos \alpha_{s2} + \sin \alpha_{s2})}{S_{s2}} \right) \cdot \frac{z}{\gamma_b} \quad \dots\dots (3)$$

ここに、

V_{sd} : せん断補強筋およびハンチ筋が負担するせん断耐力

A_{s1} : 区間 S_{s1} におけるせん断補強筋の総断面積



No.2試験体 (5δy 終了時) No.5試験体 (5δy 終了時)
図-18 ひび割れ状況

A_{s2} : 区間 S_{s2} におけるハンチ筋の総断面積

f_{wyd1} : せん断補強筋の設計降伏強度

f_{wyd2} : ハンチ筋の設計降伏強度

S_{s1} : せん断補強筋の配置間隔

S_{s2} : ハンチ筋の軸方向投影長さ

α_{s1} : せん断補強筋の部材軸となす角度

α_{s2} : ハンチ筋の部材軸となす角度

z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、一般に $d/1.15$ とする。

γ_b : 一般に 1.1 とする。

なお、ハンチ筋をせん断補強筋としてみなす場合は、ハンチ筋を外側主鉄筋位置まで延ばして折曲げ、そのまま主鉄筋に沿って 15ϕ (ϕ : 鉄筋径) の定着長を確保するのがよいと考えられる。

5. 隅角部の性状に関する考察

開削トンネルの変形性能は、側壁や頂版、底版の塑性変形に期待しているが、これらの部材の接合部となる隅角部が構造全体系の弱点とならないよう耐力を確保する必要がある。道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編では、ラーメン橋の柱梁接合部での補強筋量の算定式¹¹⁾が明記されているが(本実験では閉合方向の変形)、この通り配置した場合、隅角部は過密配筋となる事例が報告されている。一方、開削トンネルの隅角部に着目した実験¹²⁾では、補強筋量が少なくても良いとの実験結果を得ている。

本検討においても、過密配筋の防止、施工の容易さ等を考慮して、阪神高速道路公団の開削トンネル耐震設計指針(案)に示される式¹³⁾を用いて、隅角部の閉合方向の補強筋量を決定した。当指針によれば、最大荷重に対し補強鉄筋はほぼ降伏ひずみに達すると想定されるが、実験では図-19にNo.2試験体実験時に計測した隅角部補強筋のひずみにもある通り、 400μ 程度(降伏ひずみの1/5程度)に留まった。図中に示された主鉄筋のひずみ分布によると、

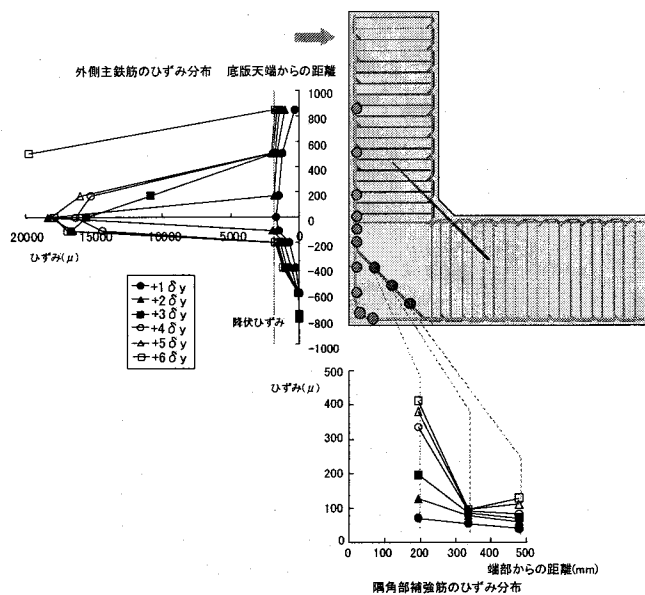


図-19 隅角部補強筋と主鉄筋のひずみ分布

降伏ひずみを超えている領域は底版天端より 200mm 程度までの位置である。実構造の配筋詳細との相似性を配慮した本試験体の形状・寸法および鉄筋径では、隅角部に進展する塑性領域が限定されたことに一因があると考えられる。小型試験体では相対的に鉄筋径が部材寸法に比して大きくなり、定着領域が隅角部寸法の大半を占めるのに対して、実構造物では鉄筋径は相対的に小さく、鉄筋の付着定着領域が部材本体の主たる破壊領域まで至らない。同様の寸法効果は、建築物の梁柱接合部のせん断設計に関しても議論されており、今後の検討対象と考えている。

6. まとめ

開削トンネルの隅角部周辺に着目し、1/3 スケールの試験体 5 体について正負交番荷試験を実施し、開削トンネルにおける耐震設計の合理化策を実験的に検討した。本実験で得られた主な知見を以下にまとめる。

- (1) せん断耐力の算定式として、閉合方向の変形に対しては、内側ハンチ部への圧縮ストラット効果により、せん断スパン比が 2.5 以下の場合にはディープビーム式の適用の妥当性が検証された。一方、開口側の変形に対しては斜めひび割れが接合隅角部内に一部入り込み、結果として圧縮ストラットの支持機構が幾分、低下することから、ディープビーム式を適用にあたって、せん断スパンの補正等の配慮が必要である。
- (2) ハンチ筋を外側主鉄筋まで延ばして折り曲げ、そのまま主鉄筋に沿って必要定着長確保した場合には、開口側

の変形に対してハンチ筋をせん断補強筋として考慮することが可能である。

- (3) 施工性を考慮した直角+鋭角フックをせん断補強鉄筋に用いたとしても、ディープビーム式に基づいて算出される鉄筋量を配置すれば、1/50 程度の終局部材角を確保できることが確認された。
- (4) 高強度コンクリートを用いて部材厚を減少させた No. 5 試験体でも、他と同等の耐荷性能を保有していることが確認できた。断面縮小により、剛性が小さくなることから、終局部材角は大きくなることが確認された。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成 14 年 3 月
- 2) (社) 土木学会：2002 年制定 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]，平成 14 年 3 月
- 3) 林川，斉藤，角田：せん断補強鉄筋を有する RC ディープビームの強度について，コンクリート工学年次論文報告集 12-2，pp319～pp324，1990
- 4) 松尾，Lertsrisakulrat，柳川，二羽：せん断補強鉄筋を有する RC ディープビームのせん断挙動，コンクリート工学年次論文集 vol23，No. 3，pp961～pp966，2001
- 5) 谷村，佐藤，渡辺，松岡：スターラップを有するディープビームのせん断耐力に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集 vol23，No. 3，pp967～pp972，2001
- 6) 藤原，金子，渡部，山内：帯鉄筋形状を変化させた壁状部材の交番載荷実験，土木学会第 55 回年次学術講演会，V-483，pp. 968～969，平成 12 年 9 月
- 7) 大友，末広，金津，松本，岡市：RC 地中構造物の耐震性能に関する大型振動台実験とその解析，土木学会第 55 回年次学術講演会，I-B130，平成 12 年 9 月
- 8) 寺山，大塚，鈴木：中間帯鉄筋による拘束効果に関する実験的研究，土木学会第 51 回年次学術講演会，V-504，pp. 1006～1007，平成 8 年 9 月
- 9) 佐々木，坂田，渡辺：定着方法の異なる横拘束筋を有する RC 橋脚の耐震性能確認実験，橋梁と基礎，pp. 114～118，平成 8 年 8 月
- 10) 白戸，古荘，福井，加藤：引張力による曲げ・せん断を受けるフーチングの限界状態に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.47A，pp.1327～1338，2001.3
- 11) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編 平成 14 年 3 月
- 12) 幸左，藤井，大野，鈴木：開削トンネルの耐震性に関する実験的検討，土木学会第 53 回年次学術講演会，I-B377，pp.754～755，平成 10 年 10 月
- 13) 阪神高速道路公団：開削トンネル耐震設計指針 (案)，1999.12 (2003 年 9 月 12 日受付)