

機械式定着を有する高強度せん断補強筋「ナットバー®」の 適用範囲拡大に関する研究

佐々木 智大 田中 浩一

Study on Expansion of Applicable Range of High Strength Steel Cross Tie with Mechanical Anchorage “Nut-Bar”

Tomohiro Sasaki Koichi Tanaka

Abstract

To avoid a dense rebar arrangement due to the revised seismic design code, a high strength steel cross tie “Nut-bar” was developed. To extend the spacing of Nut-bars in transverse direction, shear loading experiments using RC beams were conducted to verify shear strength evaluation method. Results show regarding the specimens of the concrete strength of 30 N/mm^2 with the bar arrangement in a row at the center of cross section, exceedance of Nut-bar’s confined stress $p_w \sigma_y$, of 2.0 N/mm^2 brings the compression crush at the compression edge without Nut-bars yielding. In the specimens with an alternating bar arrangement, Nut-bars finally ruptured. Their peak shear force reached the shear capacity calculated with an assumption of the yielding of Nut-bars.

概要

RC構造の耐震性能の向上を目的として、鉄筋を多数配置する場合があります、鉄筋組立の難易度が高くなるとともに、コンクリート打設が困難となっている。過密配筋を解消し、鉄筋組立の生産性を向上させるため、高強度せん断補強筋「ナットバー®」を開発した。本研究では、ナットバーの部材軸直交方向の配置間隔を2mにまで拡大するため、梁幅2mの梁試験体を製作してせん断実験を実施し、せん断耐力評価式の適用性を確認した。実験の結果、2m幅の梁の断面中央にのみナットバーを配置した試験体では、コンクリート強度が 30 N/mm^2 程度の場合にはせん断補強筋比 p_w と降伏強度 σ_y の積が 2.0 N/mm^2 より大きくなると、ナットバーが降伏せず、断面中央の圧縮縁コンクリートが圧壊した。一方、ナットバーを千鳥配置した場合はナットバーが破断した。ナットバーを2m間隔で配置した場合は、千鳥配置にすることでナットバーの降伏を仮定したせん断耐力を発揮した。

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では、多数のRC構造物に被害が発生した。被害の主な原因はせん断補強筋の不足によるせん断破壊が多く、耐震性能を向上させるため、改定された設計基準では主鉄筋を増やすことはもちろんのこと、せん断補強筋も多数配置することとなった。この過密配筋によって、鉄筋組立の難易度が高くなるとともに、コンクリート打設が困難となっている。

鉄筋組立の生産性を向上させるため、従来の半円形フックに替わり、機械式定着を用いることが増加している。しかしながら、せん断補強筋には普通強度の異形鉄筋(SD345など)を用いることが主流であり、鉄筋本数を減らすことはできず、過密配筋は解消されない。

そこで、大林組では高強度のPC鋼棒の両端を機械式定着としたせん断補強筋「ナットバー®」を開発した^{1)~3)}。ナットバーをPhoto 1に示す。ナットバーの母材は降伏強度 σ_y が 1275 N/mm^2 以上のPC鋼棒D種であり、通常の異形鉄筋SD345の降伏強度の3.7倍である。PC鋼棒の両端は転造ねじ加工し、 $\phi 90 \text{ mm}$ 、厚み $20 \sim 24 \text{ mm}$ の円形定着体を取り付けている。ナットバーを用いることでせん断補強筋を大幅に減らすことができ、耐震性能を落とすことな

く過密配筋が解消できる。

ナットバーを用いたRC構造の性能を確認するに当たり、これまでに1) 幅1m、せん断スパン1.8m、断面高さ0.75mの梁によるせん断実験¹⁾と、2) ナットバーを千鳥に配置した幅2mの壁試験体による正負交番載荷実験²⁾を実施してきた。せん断実験では、ナットバーをせん断補強筋とするRC梁のせん断耐力評価式を検討し、土木学会のコンクリート標準示方書式に準じた評価が可能であることを確認した。また、正負交番載荷実験により塑性率⁴⁾ま



Photo 1 ナットバー
Nut-Bars

でかぶりの剥落が生じないことを明らかにし、少なくとも変位じん性率4以上の塑性変形能があることを確認した。これらの実験結果に基づき、ナットバーの建設技術審査証明³⁾を取得するとともに、設計・施工マニュアルを整備し、実案件への適用に向けた検討を進めてきた。

ここで、せん断実験に用いた梁試験体の幅は1mであったことから、ナットバーの部材軸直交方向の配置間隔は1mを上限としている。ナットバーの配筋量は、従来鉄筋(SD345)の配筋量と比較して約1/4と大幅に低減することが可能であるが、この部材軸直交方向の配置間隔の制限で配筋量が減らせない問題があり、適用可能な案件が限定されてしまっている。

そこで、本研究では、梁幅2mの試験体を用いたせん断実験を実施し、部材軸直交方向の配置間隔が2mの場合のせん断破壊性状の確認とコンクリート標準示方書式に準じたせん断耐力評価式の適用性について検証した。

2. 試験体と実験計画

2.1 試験体の形状寸法と配筋詳細

せん断実験に使用した梁試験体の一覧をTable 1に、構造配筋図をFig. 1に示す。なお、試験体の名称においてPWの後の数値はナットバーの配筋量(鉄筋比の小数点以下3桁分)を、数値の後の文字はナットバーの配置(C:中央配置またはS:千鳥配置)を、最後の文字は目標コンクリート強度の違い(N:目標強度30N/mm²またはH:目標強度50N/mm²)を表している。また、Table 1には後述する載荷方法も示している。ここで、Fig. 1中のせん断補強筋を赤実線と青破線で示しているのは、せん断補強筋を赤実線の位置に配筋した断面とせん断補強筋を青破線の位置に配筋した断面を交互に配置したことを示している。

いずれの試験体も断面幅×断面高さは2000mm×750mmである。圧縮鉄筋にはD29の異形鉄筋を16本使用した。これに対し、引張鉄筋にはD32の異形PC鋼棒(C種)24本を2段に配置した。異形PC鋼棒を使用したのは、

曲げ破壊がせん断破壊よりも先行しないよう、十分な曲げ耐力を与えるためである。

配力筋にはD19の異形鉄筋を用いた。過去に実施した梁幅1mのせん断実験では、D16の鉄筋を用いたが、φ23mmのナットバーを用いると配力筋が曲げ降伏し、大きく変形したため、建設技術審査証明において配力筋の最小径を規定しており³⁾、本試験体はこの基準に準じた。なお、配力筋は主鉄筋の外側へ配置し、その両端は機械式定着として平面ひずみ状態に近づけた。

ナットバーは最も外側の鉄筋となる配力筋に引っかかるように配筋した。部材軸直交方向の配置間隔が2mの状態を再現するため、梁の中央にナットバーを集中して配置した場合(中央配置)の試験体を5体、梁中央に1本と断面両側面部に2本を交互に千鳥状に配置した場合(千鳥配置)の試験体を2体製作した。なお、ナットバーを中央配置した場合の試験体のうち、2m幅の断面に1本配置したPW095CNとPW138CHについては、側面から937.5mmおよび1062.5mmの位置にある圧縮鉄筋および引張鉄筋に千鳥状に、断面に2本配置したPW129CN、PW189CN、PW189CHについては、同じく側面から937.5mmおよび1062.5mmの位置にある圧縮鉄筋および引張鉄筋に2列に並べて配置した。これらに加えて、鉄道標準に規定されている丸鋼の最小鉄筋比0.225%以上のナットバーを配筋した試験体を1体、鉄道構造物への適用も視野に比較用の試験体として一般的な鉄道構造物の配筋を模擬するRC梁試験体を1体製作した。Table 1には、各試験体のせん断補強筋の配筋量を示す指標として、せん断補強筋比 p_w の他に、 p_w とせん断補強筋の降伏強度 σ_y の積 $p_w\sigma_y$ を拘束応力として示している。なお、 p_w はせん断補強筋の鋼材量と、 $p_w\sigma_y$ はせん断耐力のせん断補強筋負担分と関係する指標である。

2.2 使用材料

Table 2に試験体に使用したコンクリートの材料試験結果を示す。目標強度を30N/mm²程度とした試験体のグ

Table 1 試験体一覧
Specimen

試験体名	断面幅 B (mm)	断面高さ D (mm)	有効高さ d (mm)	目標 コンクリート 強度 (N/mm ²)	せん断補強筋					載荷 方法
					本数×径	配置	部材軸方向 間隔 s (mm)	鉄筋比 p_w (%)	拘束応力 $p_w\sigma_y$ (N/mm ²)	
PW095CN	2000	750	675	30 (N)	1-φ19 ナットバー	中央 (C)	150	0.095	1.20	単調
PW129CN				30 (N)	2-φ19 ナットバー	中央 (C)	220	0.129	1.64	単調
PW189CN				30 (N)	2-φ19 ナットバー	中央 (C)	150	0.189	2.41	単調
PW138CH				50 (H)	1-φ23 ナットバー	中央 (C)	150	0.138	1.77	片振り
PW189CH				50 (H)	2-φ19 ナットバー	中央 (C)	150	0.189	2.41	単調
PW071SH				50 (H)	1,2-φ19 ナットバー	千鳥 (S)	300	0.071	0.90	片振り
PW142SH				50 (H)	1,2-φ19 ナットバー	千鳥 (S)	150	0.142	1.81	片振り
PW236SH				50 (H)	2,3-φ19 ナットバー	千鳥 (S)	150	0.236	3.01	片振り
PW348SN				30 (N)	6,8-D16 異形鉄筋	千鳥 (S)	200	0.348	1.20	単調

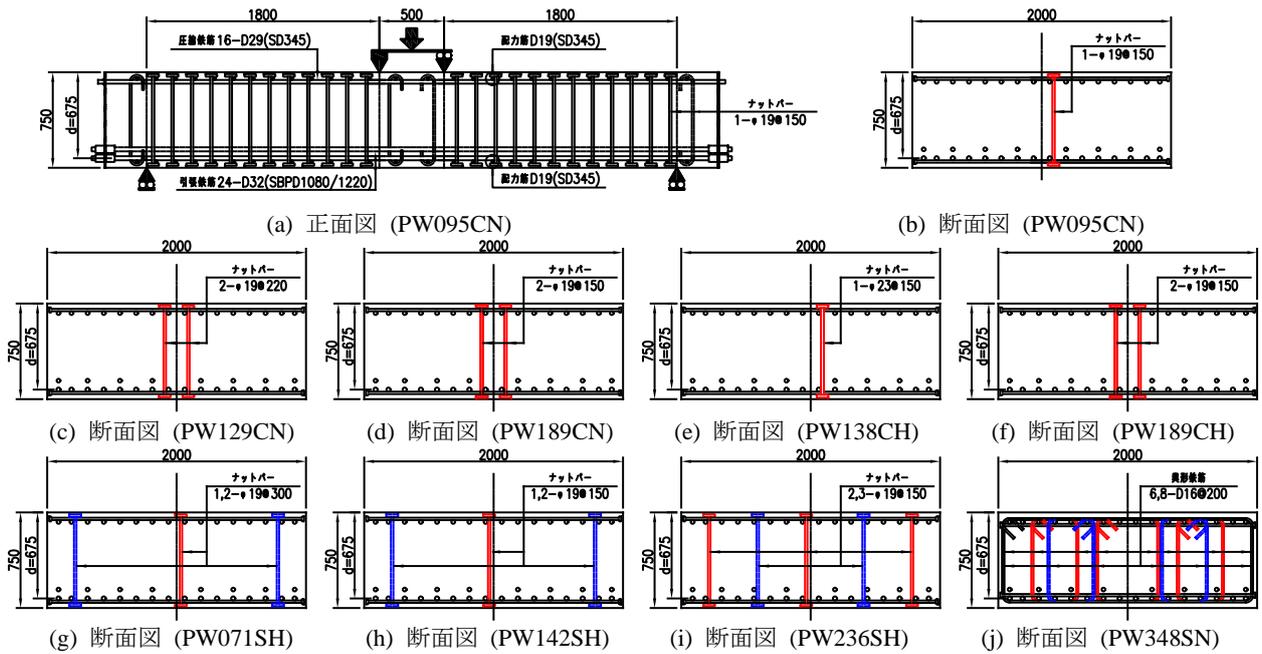


Fig. 1 試験体の配筋詳細
Arrangement of Reinforcements

Table 3 せん断補強筋の強度
Strength of Cross Ties

鋼材	試験体	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (×10 ⁶)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
PC鋼棒 : φ19 (SBPR1275/1420)	PW095CN, PW129CN, PW189CN, PW189CH	1441 ^{*1}	6928 ^{*3}	1488 ^{*2}	208
	PW071SH, PW142SH, PW236SH	1429 ^{*1}	6837 ^{*3}	1495 ^{*2}	209
PC鋼棒 : φ23 (SBPR1275/1420)	PW138CH	1470 ^{*1}	7067 ^{*3}	1537 ^{*2}	208
異形鉄筋 : D16 (SD345)	PW348SN	387	1964	573	197

*1 : 0.2%永久伸びに対する応力, *2 : 3.5%ひずみの時の応力, *3 : 降伏強度/ヤング係数

ループと、50N/mm²程度とした試験体グループの大きく分けて2種類のコンクリート強度を設定した。黒岩らは、せん断補強筋の降伏強度をコンクリート強度の25倍までと設定することで実験結果と適合性がよいことを確認⁴⁾し、この考えが鉄道標準の解説にも示されている⁵⁾。ただし、800N/mm²を超える強度のせん断補強筋を使用した実験例は少ないことから、この範囲の鉄筋を使用する場合には実験にて十分な検討を行うことも併せて示されている。ナットバーにおいてもこの上限値を適用すべきかについて検討するため、コンクリート強度50N/mm²を設定した。なお、この強度はナットバーの母材であるPC鋼棒D種の規格降伏強度1275N/mm²の概ね1/25になる。

Table 3に試験体のせん断補強筋に使用した異形鉄筋およびナットバーの材料試験結果を示す。圧縮鉄筋、配力筋にはSD345を、引張鉄筋にはSBPD1080/1230を使用した。ナットバーの母材は、前述の通りPC鋼棒D種(SBPR1275/1420)を使用した。比較用のRC試験体のせん断補強筋には一般的な異形鉄筋SD345を使用した。

2.3 荷重方法

荷重方法は、2点集中荷重の単調荷重または片振り荷重

Table 2 コンクリート強度
Strength of Concrete

試験体名	目標コンクリート強度 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)
PW095CN	30	33.8
PW129CN	30	32.4
PW189CN	30	35.5
PW138CH	50	51.8
PW189CH	50	63.9
PW071SH	50	52.1
PW142SH	50	52.1
PW236SH	50	48.8
PW348SN	30	42.7

を実施した。Photo 2に実験のセットアップを示す。また、境界条件はFig. 1(a)に、荷重方法はTable 1に示した通りである。既往の研究¹⁾²⁾と同様にせん断スパンは1800mm、せん断スパン比は2.67とした。Table 1に示したとおり、試験体PW095CN, PW129CN, PW189CN, PW189CH, PW348SNの5体に対しては試験体のせん断力が大きく低下し、破壊するまで荷重点の変位を増大させる単調荷重を、試験体PW138CH, PW071SH, PW142SH, PW236SHの4体に対しては、ある一定のせん断力に達したときにせん断力がほぼ0になるまで除荷することを繰り返す片振り荷重を実施した。なお、片振り荷重は、地震後の残留

ひび割れ幅について検討する目的で実施した。また、除荷開始時のせん断力は、常時許容せん断力に達するとき、ならびにせん断補強筋の応力が 100N/mm^2 、 345N/mm^2 および 700N/mm^2 に達するときとした。

2.4 計測計画

試験体の載荷点、支点、梁中央の鉛直変位を変位計で、2点の載荷点に作用させた荷重の合計をロードセルで、圧縮鉄筋、引張鉄筋、せん断補強筋のひずみをひずみゲージで計測した。なお、圧縮鉄筋、引張鉄筋のひずみは梁の中央で、せん断補強筋のひずみは中央で計測した。また、試験体側面の損傷状況を一眼レフカメラで記録した。

さらに、デジタル画像相関法に基づく2台のカメラを用いた画像計測により試験体側面のひび割れ発生状況を計測した。デジタル画像相関法は、測定対象物の表面にランダムな模様をつけ、その変形前後の写真を撮影し、変形前写真の任意の点を中心とした模様と特徴が一致する点を変形後の写真から探し出し、その移動量をもとに演算によって変位やひずみに変換し計測する手法である。このとき、2台のカメラを使用し、2台のカメラで同時に撮影することにより得られる、わずかに異なる2つの画像データから、ある任意の点を指す3次元座標を復元できるため、3次元の変形を追跡することができるようになる。本実験では、ランダム模様の塗料、光源、レンズフィルターに特殊なものを使用することで、ランダム模様によって目視によるひび割れ観察に支障が生じることのないように配慮した。

3. 実験結果

3.1 損傷状況

Photo 3に各試験体上面および側面の破壊側の損傷状況を示す。Photo 3(a)～(g)に示すナットバーを用いた試験体の側面の損傷状況では、いずれの試験体も1～2本の斜めひび割れが大きく卓越しており、ひび割れはあまり分散しなかったことがわかる。また、支点付近で引張鉄筋に沿ったひび割れ(Photo 3中の①)が発生したり、載荷点付近に圧縮鉄筋に沿ったひび割れ(Photo 3中の②)が発生したりしている。

これに対し、上面の損傷状況を見ると、ナットバーを中央に配置したPhoto 3(a)～(e)では、断面中央のナットバーが並んでいるラインに沿って、圧縮縁コンクリートの圧壊(Photo 3中の③)が広い範囲にわたって確認できる。ナットバーは中央にしか存在しないため、側面に近い位置に配置した圧縮鉄筋や引張鉄筋の拘束は弱いことから、このような損傷に至ったものと考えられる。

Photo 4にナットバーを中央に配置したPW138CHを切断した状況を示す。側面は約30度のやや低角な斜めひび割れと約45度の斜めひび割れが確認できる。ナットバーを中央に集中して配置すると、側面はナットバーによる拘束がないため、斜めひび割れ発生後は載荷点変位の増



Photo 2 実験セットアップ
Setup

加に伴い、ひび割れも大きく開いていったと考えられる。側面から梁幅Bの1/4に相当する500mm離れた位置でも同様のひび割れが確認できるが、そのひび割れ幅は側面のひび割れ幅に比較すれば小さい。一方、断面中央の損傷を見ると、45度の斜めひび割れが複数確認できるのに対して、低角のひび割れは確認できない。断面中央に配置したナットバーにより強く拘束され、斜めひび割れが分散したと考えられる。側面からの距離によってひび割れ発生状況が異なることから、断面の側面と中央で異なるメカニズムで損傷が進展したと考えられる。

これに対し、Photo 3(f)および(g)に示すナットバーを千鳥配置した場合は、ナットバーが破断した(Photo 3中の④)。Photo 3(h)に示すPW236SHでは、試験機の能力の限界まで加力しても試験体を破壊させることができなかった。側面に確認できる斜めひび割れ幅は小さい。また、詳細は後述するが、PW236SHはナットバーが降伏する前に曲げ耐力に達したため、載荷点間の圧縮縁コンクリートの圧壊が部材軸直交方向に一樣に生じている(Photo 3中の⑤)ことが確認できる。ナットバーを千鳥配置して拘束を均等化すると、ナットバーを断面中央のみに集中して配置した場合の損傷とは異なり、断面中央と側面の損傷に差が生じないことがわかった。

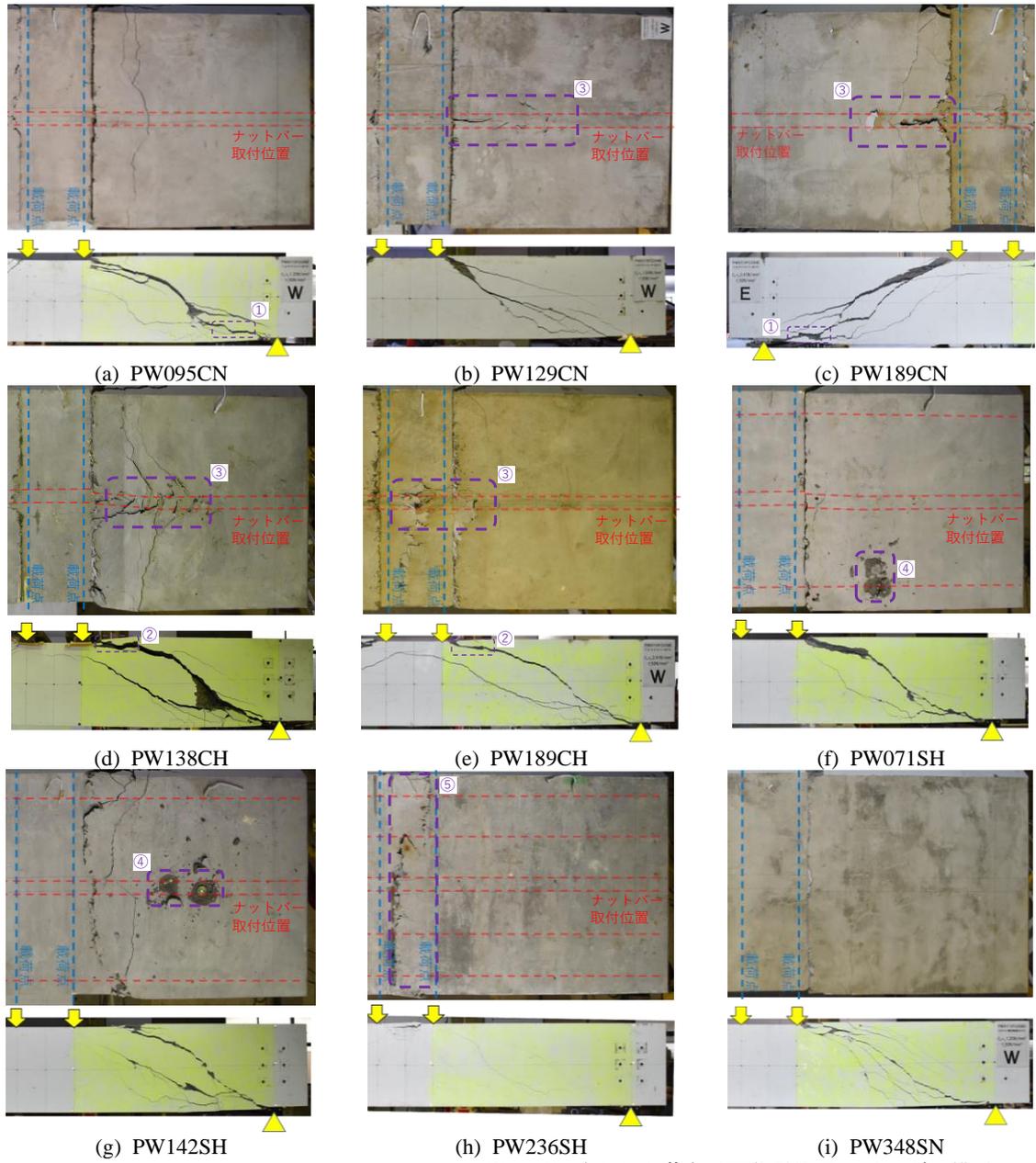
なお、通常のRC梁を模擬した試験体の損傷を見ると(Photo 3(i))、側面の斜めひび割れは複数に分散しており、上面にコンクリートの圧壊は生じなかった。

3.2 せん断耐力

Fig. 2にせん断力～載荷点変位の関係を示す。いずれの試験体も、コンクリートが負担するせん断耐力の計算値を超えてすぐの1300～1500kN付近で、斜めひび割れが発生した。この斜めひび割れは、発生と同時に急激に大きく開くため、せん断力が増えることなく、載荷点変位が増えた。その結果、荷重～変位関係において、1300～1500kN付近で履歴曲線にくびれが生じている。

斜めひび割れ発生後は、ナットバーの配置によって異なる挙動を示した。ナットバーを中央に配置した場合は、せん断破壊の特徴である急激な耐力低下がなかった。

Photo 3に示したとおり、ナットバーを中央に配置した場合は、圧縮縁コンクリートが圧壊しており、曲げ破壊



※側面に塗られた黄色は画像計測用のランダム模様である

Photo 3 実験後の損傷状況 (上:上面, 下:側面)
Damage After Loading (Top: Top Surface, Bottom: Side)

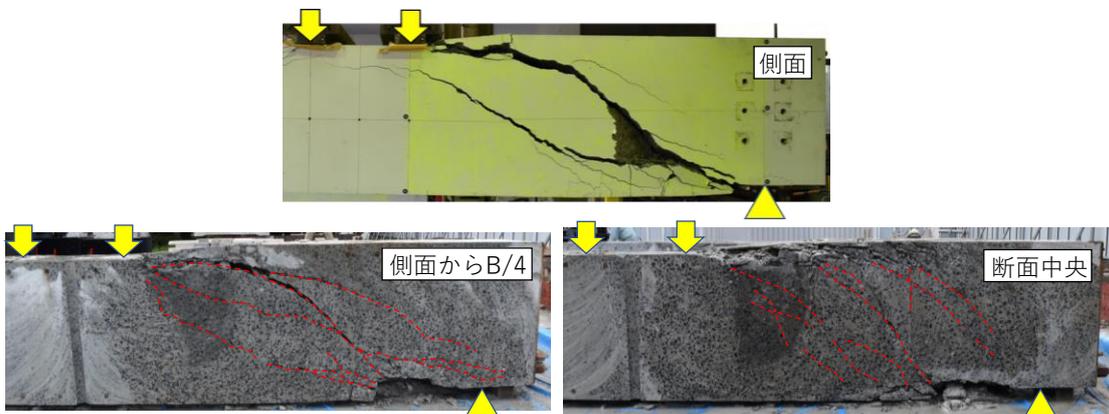


Photo 4 切断面(PW138CH)
Cut Plane (PW138CH)

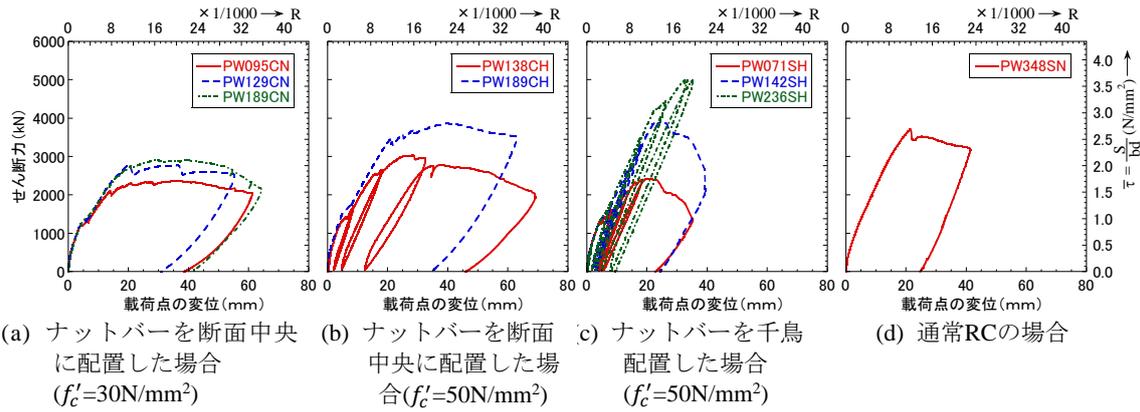


Fig. 2 せん断力～荷点変位の関係
Shear Force vs. Displacement Hysteresis

Table 4 せん断耐力
Shear Strength

試験体名	拘束応力 $p_w \sigma_y$ (N/mm ²)	せん断耐力の 実験値 $V_{y,exp}$ (kN)	せん断 補強筋 の降伏	せん断耐力の計算値			曲げ耐力 の計算値 (kN)	$V_{y,exp}/V_{y,cal}$
				コンクリート V_c (kN)	鋼材 V_s (kN)	$V_{y,cal} =$ $V_c + V_s$ (kN)		
PW095CN	1.36	2360	○	1080	1599	2679	4169	0.881
PW129CN	1.86	2783	×	1065	2180	3245	4119	0.858
PW189CN	2.72	2916	×	1098	3197	4296	4268	0.679
PW138CH	2.04	3025	○	1203	2390	3593	5122	0.842
PW189CH	2.72	3864	×	1203	3197	4400	5577	0.878
PW071SH	1.01	2427	○	1203	1189	2392	5177	1.015
PW142SH	2.03	3924	○	1203	2378	3581	5128	1.096
PW236SH	3.38	(4999)**	×	1203	3964	5167	4981	(0.968)**
PW348SN	1.35	3711	○	1168	1579	2747	4346	1.351

*Table 3に示す引張試験で求めた降伏強度を用いて算出, **試験機の限界により、破壊前に実験終了したため参考値

に近い挙動になったことが要因と考えられる。これに対して、ナットバーを千鳥配置すると、中央に配置した場合に比べてせん断耐力が高だけでなく、ナットバーが降伏強度を發揮し、最終的には破断に至った。

実験で確認したせん断耐力をTable 4に示す。なお、Table 4にはせん断補強筋の降伏の有無とコンクリート標準示方書に基づき求めたせん断耐力の計算値も合わせて示している。また、圧縮縁コンクリートのひずみが2000 μ に達するときのモーメントをせん断スパン1.8mで除して求めた曲げ耐力の計算値も比較のために示している。

さらに、せん断耐力の実験値を断面幅Bと有効高さdで除した平均せん断応力 τ と、拘束応力 $p_w \sigma_y$ との関係をFig. 3に示す。なお、Fig. 3中には、既往の梁幅1mの梁を用いたせん断実験¹⁾により得られたせん断耐力の実験値から求めた平均せん断応力も併せて示している。また、後述するコンクリート標準示方書に基づくせん断耐力評価式に準じて求めた、コンクリート強度が30N/mm²のときのせん断耐力の計算値をBdで除した平均せん断応力も比較のために示している。

ナットバーを断面中央に配置した試験体のうち、目標コンクリート強度が30N/mm²の場合には、ナットバーの配筋量を増やし、拘束応力が増加しても、平均せん断応力は増加しない。拘束応力 $p_w \sigma_y$ がおおむね2N/mm²で平均せん断応力が上限に達していることがわかる。コンクリート強度が50N/mm²まで増加すると、圧縮縁コンクリートが圧壊しにくくなるため、今回対象とした拘束応

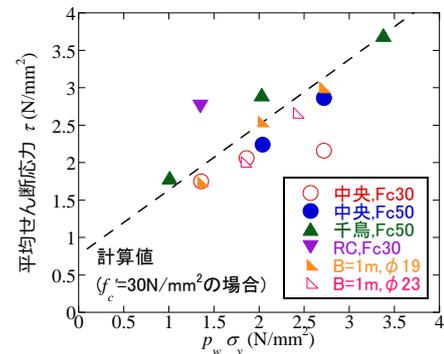


Fig. 3 平均せん断応力と拘束応力の関係
Shear Stress vs. Confined Stress Relationship

力 $p_w \sigma_y$ が2.04~2.72N/mm²の範囲では、拘束応力が増加すると平均せん断応力も増加する結果となった。

一方、ナットバーを千鳥に配置した場合には、ナットバーが破断していることから、全強を發揮しており、ナットバー配筋量の増加に伴って平均せん断応力も線形で増加していることがわかる。

3.3 ナットバーひずみ分布

Fig. 4にせん断力が最大となったときのナットバーおよびせん断補強筋のひずみ分布を示す。目標コンクリート強度30N/mm²でナットバーを中央に配置した場合は、ナットバー配筋量が少ないPW095CNのナットバーは降伏したが、ナットバーの配筋量が多いPW129CN、PW189CNはナットバーが降伏することなく破壊してい

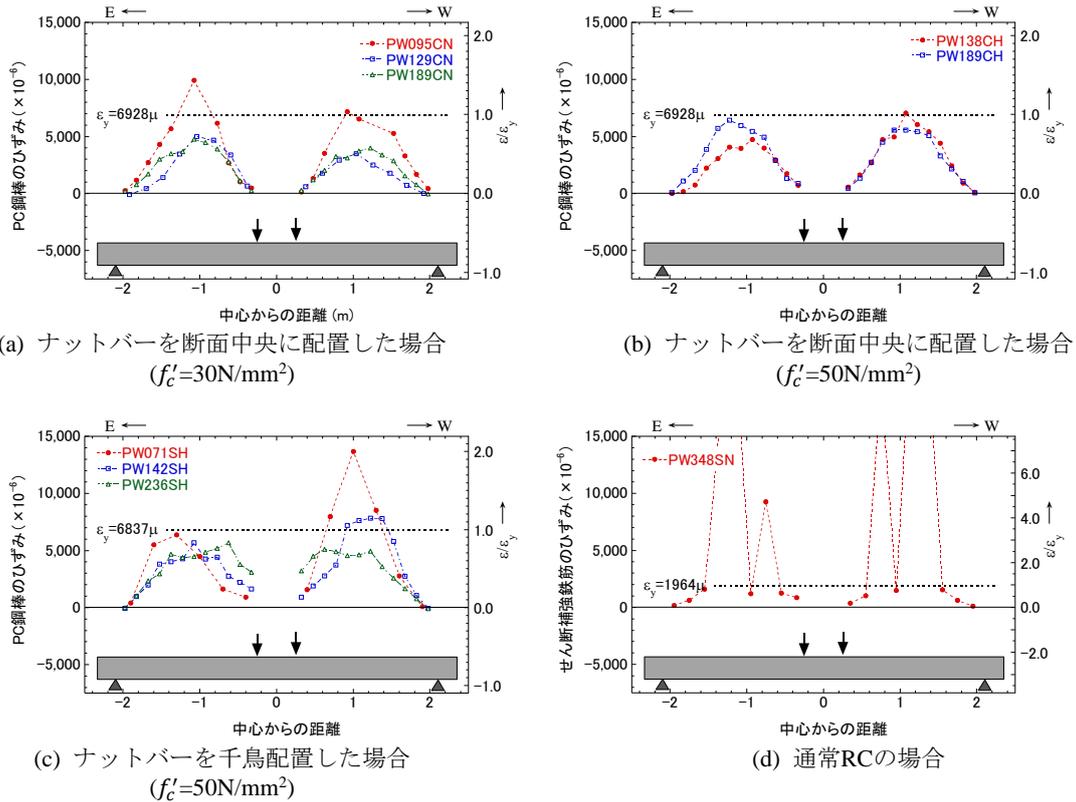


Fig. 4 せん断力が最大となったときのせん断補強筋ひずみ
Strain of Cross Ties at Peak Shear Force

る。これは、断面中央の圧縮縁コンクリートが圧壊し、ナットバー降伏前に耐力が低下したためと考えられる。コンクリート強度が高くなると、圧縮縁コンクリートが圧壊しづらいため、Fig. 4(b)に示したとおり、ナットバー配筋量がPW129CNよりも多いPW138CHでもナットバーは降伏している。また、PW189CHのナットバーは降伏しなかったが、そのひずみは降伏ひずみの93%であり、概ね降伏応力に近い応力を負担していた。

一方、ナットバーを千鳥配置した場合は、PW071SH、PW142SHともにナットバーは降伏している。PW236SHは降伏していないが、これはナットバーが降伏する前に試験機の限界により試験を終了したためである。

なお、Fig. 4(a)~(c)に示したとおり、ナットバーを用いた場合はせん断スパンのほぼ中央付近にピークがあるが、Fig. 4(d)に示す通常の異形鉄筋をせん断補強筋として用いた場合には、複数のピークが確認できる。Photo 3に示したとおり、ナットバーを使用した試験体の側面には斜めひび割れが1~2本に集中しているが、異形鉄筋を使用した試験体は複数のひび割れに分散したためである。

3.4 圧縮鉄筋および引張鉄筋のひずみ

Fig. 5に圧縮鉄筋および引張鉄筋のひずみとせん断力との関係を示す。Fig. 5中には平面保持を仮定した断面解析により求めた終局曲げ耐力に至るまでのせん断力と圧縮鉄筋および引張鉄筋のひずみとの関係も併せて示している。また、後述する圧縮縁コンクリートの幅を1.0mと

仮定した場合の断面解析結果も示している。

まずはナットバーを中央に配置した場合を代表して、Fig. 5(d)に示すPW138CHに着目する。側面の引張鉄筋では断面解析の結果よりもわずかに小さいひずみが生じているのに対して、中央の引張鉄筋は断面解析の結果よりも大きなひずみが生じている。ただし、引張鉄筋には高強度な異形PC鋼棒を用いたため、降伏はしていない。一方、圧縮鉄筋は断面中央、側面ともに降伏しており、降伏するよりも前にひずみが増大した。圧縮鉄筋の降伏前に荷点付近で圧縮鉄筋に沿ってひび割れが生じ、大きく開いたためである。なお、前述の通りナットバーがない側面は配筋の曲げ剛性のみで圧縮鉄筋を拘束することになるため、側面の圧縮鉄筋の方が、より早いタイミングで増大したと考えられる。

Fig. 6に示すように圧縮縁コンクリートが幅1mのみ有効な梁を仮定して断面解析を行った。この結果はFig. 5(a)~(e)に示したとおりである。これを見ると、Fig. 4でナットバーが降伏しなかった試験体は、幅1mの断面解析結果から得られる曲げ耐力がせん断耐力よりも小さく、実験で得られたせん断力の最大値はこの曲げ耐力にほぼ一致している。この結果から、コンクリートが圧縮応力を負担できる有効な範囲（有効幅とする）は、ナットバーが配置されている部分を中心に幅1m程度であると言える。

一方、ナットバーを千鳥配置した場合には、Fig. 5(f)~(h)に示したとおり、圧縮鉄筋および引張鉄筋のひずみは配置場所によらず計算値とほぼ同じであった。これは、

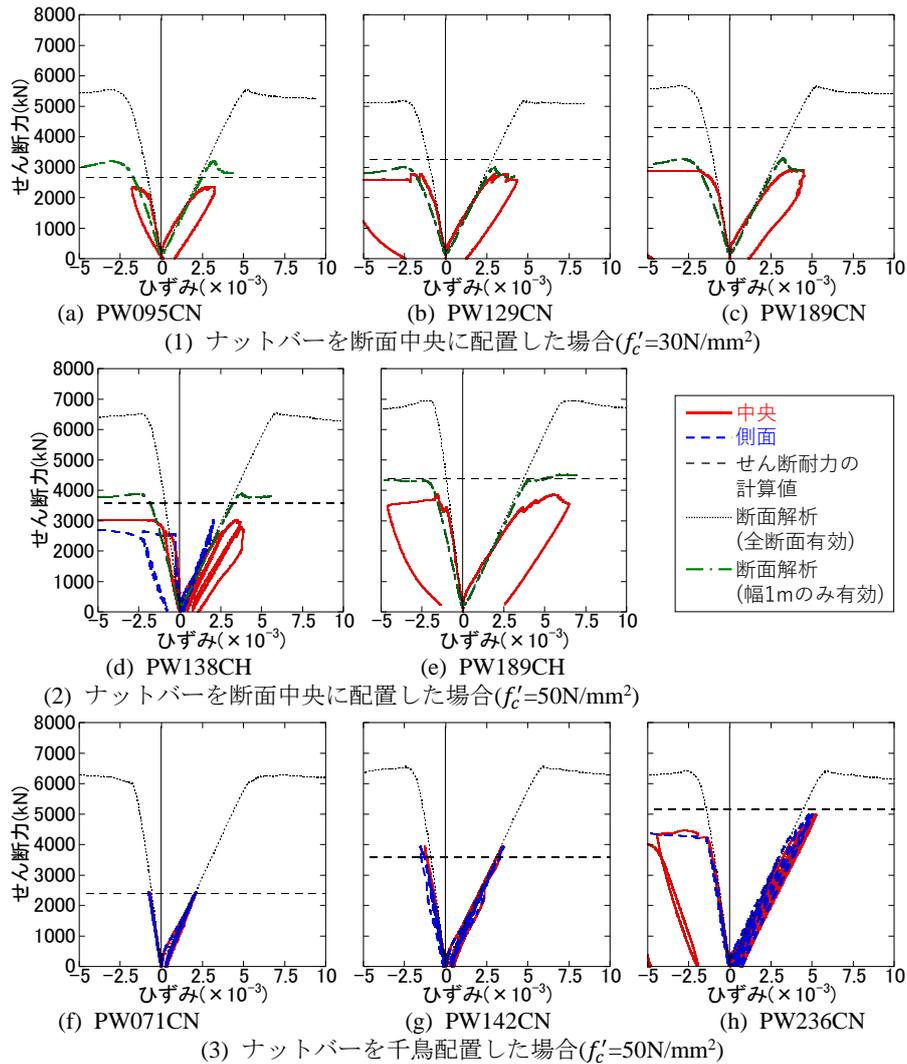


Fig. 5 せん断力～引張鉄筋および圧縮鉄筋ひずみの関係
Shear Force vs. Compression and Tension Bar Strain Relationship

断面中央と側面のひずみ分布がほぼ同一であったことを示しており、ナットバーによる主鉄筋の拘束が断面幅方向に均一化したためと考えられる。

3.5 ひび割れ幅

Fig. 7にひび割れ幅が0.5mmを初めて超えたときの画像計測で測定したひび割れ分布を示す。ここで、ひび割れ幅0.5mmは、コンクリート標準示方書にて一般環境下におけるひび割れ幅の鋼材腐食に対する限界値である。Fig. 7(a)と(b)を比較すればわかるように、ほぼ同じせん断補強筋比のナットバーを配置した場合には、斜めひび割れが発生した直後であれば、ナットバーの配置によらずほぼ同じ形状・幅の斜めひび割れとなった。Fig. 7(c)に示すとおり、せん断補強筋比が鉄道標準の構造細目に準拠する量のナットバーを配置すると斜めひび割れが少なくとも3本確認でき、一般的なRC構造の場合であるFig. 7(d)と同様にひび割れが分散していることがわかる。

Fig. 8にせん断力とひび割れ幅の関係を示す。Fig. 8(a)および(b)に示すとおり、ナットバーを断面中央に配置し

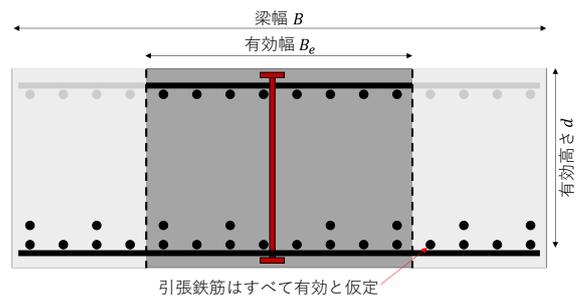


Fig. 6 せん断耐力の計算値と実験値の比較
Comparison of Computed and Experimental Shear Strength

た場合は、斜めひび割れ発生と同時にひび割れ幅が1.5mm程度にまで大きく開き、その後もひび割れ幅は急激に増大した。ナットバーの配筋量を増やしたり、コンクリート強度を高くしたりしても、その挙動は大きくは変わらない。

これに対して、Fig. 8(c)に示すナットバーを千鳥配置した場合を見ると、ナットバー配筋量が少ないPW071SHで

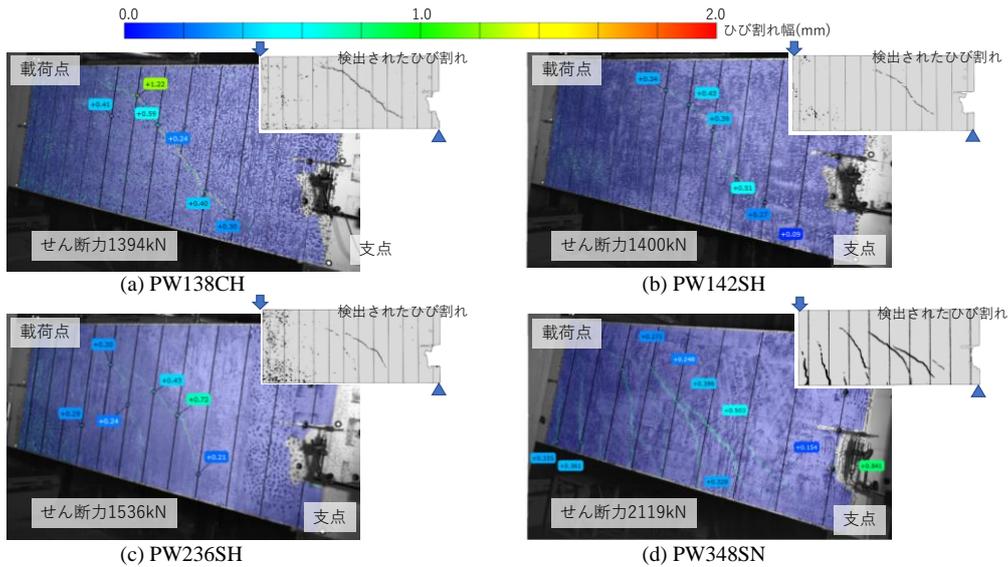


Fig. 7 ひび割れ分布
Crack Distribution

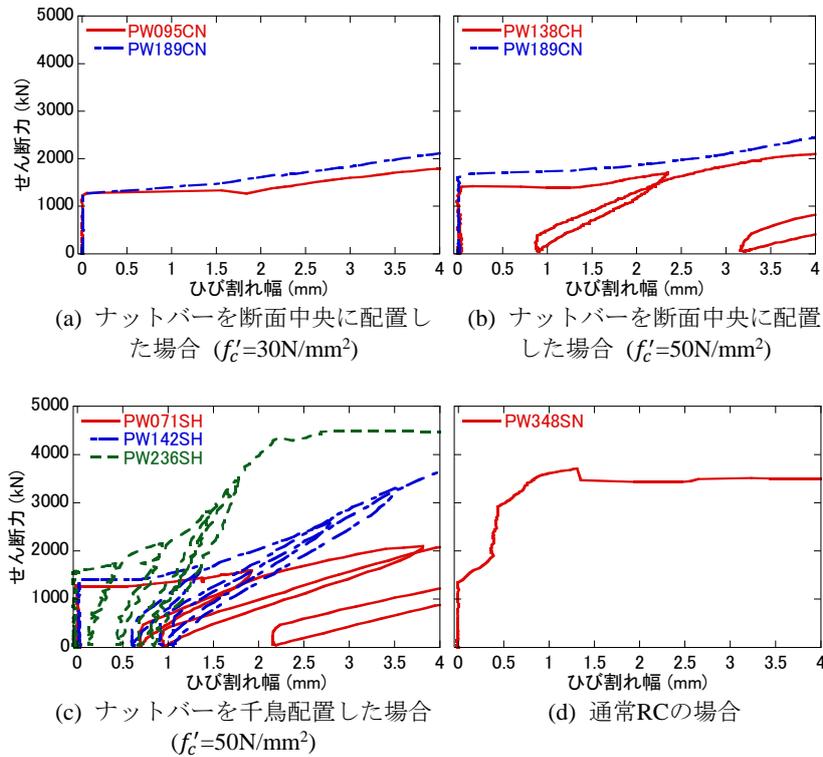


Fig. 8 せん断力とひび割れ幅の関係
Shear Force vs. Crack Width Relationship

は、ナットバーを中央に配置した場合と同じように急激にひび割れが開いていったが、PW142SHまでナットバー配筋量を増やすと、急激なひび割れの開きは小さくなる。例えば、せん断補強筋応力 $100\text{N}/\text{mm}^2$ 相当のせん断力に達したときのひび割れ幅は、PW071SHで 1.9mm 、PW142SHで 1.4mm 、PW236SHで 0.4mm であり、ナットバー配筋量が多いほどひび割れ幅が小さい。ナットバー配筋量が増加すると、ひび割れが開きにくくなるのがわかる。

なお、Fig. 8(c)と(d)の比較から、ナットバーを鉄道標準

で規定されている最小鉄筋比 0.225% 以上配置すれば、通常RCの場合と同様のひび割れ性状となるが、これより少ないナットバー配筋量では、ひび割れが大きく開きやすい点に留意する必要がある。ひび割れが発生することで耐久性に問題が生じやすい部材や損傷後に補修が難しい部材(例えば地下水に接している部材など)への適用は、最小鉄筋量以上のナットバーを配筋しひび割れ幅を適切に制御する必要があるものの、ひび割れが許容される場合には、大幅な配筋量の削減が可能であるといえる。

4. せん断耐力評価式

せん断耐力の実験値と計算値との関係をFig. 9に示す。せん断耐力の計算値は、コンクリート標準示方書の方法に準じて算出した。具体的には、ナットバーの母材であるPC鋼棒が降伏強度を發揮したと仮定して算出したナットバーのせん断負担と、コンクリートが負担するせん断力を累加して算出した。ここで、コンクリートとナットバーの部材係数はともに1.0とした。なお、Fig. 9には既往の梁幅1mの実験¹⁾で得られたせん断耐力も併せて示している。

ナットバーを断面中央に集中させた試験体内、ナットバーの配筋量が比較的多いPW189CNのせん断耐力は、計算値よりも著しく小さかった (Fig. 9中のa点)。これは、Photo 4, Fig. 5に示したとおり、ナットバーが降伏する前に有効幅の減少に伴い圧壊が早期に生じ、最大耐力が低下したためである。これ以外の試験体であればコンクリート標準示方書に準じて求めたせん断耐力は、実験値に近い結果を与えている。

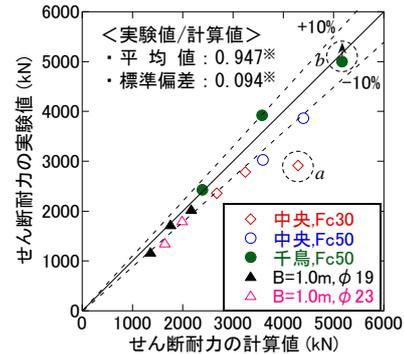
一方、千鳥配置した場合は、試験機の能力の限界により、破壊まで荷重できなかつたケース (Fig. 9中のb点)を除けば、計算値は実験値より小さめの値となっており、安全側の評価を与えている。

各点の実験値と計算値の比(実験値/計算値)を取り、ナットバーが降伏した試験体で平均値を計算すると、0.947となった。また、ここでは示していないが、コンクリートの部材係数を1.3、ナットバーの部材係数を1.1とした場合も同様にして実験値と計算値の比の平均をとると、1.138と十分安全側の結果が得られた。部材軸直交方向の配置間隔を2mとした場合でも、ナットバーを用いたRC梁のせん断耐力はナットバーが降伏強度を發揮したと仮定して求めてよいことがわかった。

ナットバーが降伏した試験体には、コンクリート強度が32.4~38.6N/mm²の試験体も含まれており、これらの25倍は810~965N/mm²とナットバーの規格降伏強度1275N/mm²よりも小さいが、ナットバーの降伏を仮定したせん断耐力で実験値を予測できている。一方、ナットバーが降伏しなかつた試験体は、ナットバーを断面中央にのみ配筋し、断面幅方向にひずみ分布が同一でなくなったことにより断面中央で圧縮縁コンクリートが圧壊した場合であった。よって、ナットバーを千鳥配置することでコンクリート強度が低い場合でも、ナットバーの強度に上限を設ける必要はなく、規格強度を發揮すると仮定してせん断耐力を算出すればよいと考えている。

5. まとめ

梁幅2mのナットバー梁試験体のせん断実験を実施し、せん断破壊性状を確認するとともに、せん断耐力評価式の適用性について検証した。得られた知見を以下に示す。



※せん断補強筋が降伏した試験体のみで評価

Fig. 9 せん断耐力の計算値と実験値の比較
Comparison of Computed and Experimental Shear Strength

- 1) 2m幅の梁の断面中央にのみナットバーを配置した試験体では、コンクリート強度が30N/mm²程度の場合には拘束応力 $p_w\sigma_y$ が2.0N/mm²より大きくなると、ナットバーが降伏することなく、断面中央で圧縮縁コンクリートが圧壊し破壊した。このときの耐力は圧縮縁コンクリートのうち幅1mのみが有効と見なした断面解析で推定できる。
- 2) 2m幅の梁にナットバーを千鳥配置した場合は、ナットバーの降伏を仮定してせん断耐力を算定して良いことがわかった。ナットバーを部材軸直交方向の間隔を2mで配置する場合は、1m置きとなるよう千鳥配置にすることで、計算通りのせん断耐力が發揮できる。

以上の結果より、ナットバーの部材軸直交方向の配置間隔を2mに広げることが可能となり、ナットバーが適用可能な案件の拡大が期待できる。今後はナットバーのひび割れ制御技術の開発を進めることでさらなる性能向上を目指し、安全・安心な社会の実現に貢献したい。

参考文献

- 1) 田中浩一, 江尻讓嗣: 高強度中間帯鉄筋「ナットバーTM」の付着特性とせん断負担の評価, 大林組研究所報, No. 78, 2014
- 2) 田中浩一, 江尻讓嗣: 高強度中間帯鉄筋「ナットバー[®]」の定着具強度とじん性補強効果, 大林組研究所報, No. 79, 2015
- 3) 一般財団法人土木研究センター: 機械式定着具を用いた高強度せん断補強鉄筋「ナットバー」, 建設技術審査証明報告書, 土木系材料・製品・技術、道路保全技術, 建技審証第1902号, 2019
- 4) 黒岩俊之, 谷村幸裕, 岡本大, 佐藤勉: 高強度せん断補強鉄筋を用いたRCはりのせん断耐力に及ぼすコンクリート強度の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 26, No. 2, 2004
- 5) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善, 2009