第26回橋梁等の耐震設計シンポジウム
講演論文集（2023年7月）

高強度PC鋼棒をせん断補強筋とするRC梁の鉄筋配置がせん断耐力に与える影響に関する解析的検討

佐々木　智大[1]・田中　浩一[2]

[1]正会員　博(工)　(株)大林組　技術研究所（〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640）
[2]正会員　博(工)　(株)大林組　技術研究所（同上）

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，著者らは降伏強度σ_yが1275N/mm^{2}以上のD種のPC鋼棒の両端を機械式定着としたせん断補強筋を開発した[1)~4)]．通常の異形鉄筋SD345の降伏強度の3.7倍であり，鋼材量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．

これまでに，PC鋼棒をせん断補強筋とする幅1～2m，せん断スパン1.8m，断面高さ0.75mの梁によるせん断実験によりせん断耐力評価式を検討してきた．その結果，部材軸直交方向の配置間隔が1mまでは，土木学会のコンクリート標準示方書[4)]に準じたせん断耐力評価式で精度よくせん断耐力が推定可能であることを確認した[1)]．しかし，部材軸直交方向の配置間隔を2mにまで拡大すると，千鳥状に分散して配置した場合はコンクリート標準示方書の方法でせん断耐力を適切に評価できるが，幅2mの梁の中央に集中して配置した場合は，せん断補強筋が降伏する前にせん断補強筋を配置した中央部でコンクリートの圧壊が先行し，せん断耐力が小さくなることが明らかとなった．

そこで，本研究では，梁幅2mの試験体を用いたせん断実験の再現解析を実施し，せん断補強筋の配置の違いによって損傷に違いが生じる要因について検討した．

2. せん断実験

(1) 試験体の形状寸法と配筋詳細

文献2)に示されている全部で9体の試験体のうち，PW138CH試験体とPW142SH試験体の２体を検討対象とする．試験体の形状寸法，配筋の一覧を**表-1**に，構造配筋図を**図-1**に示す．

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[1)]では，D16の鉄筋を用いたが，φ23mmのPC鋼棒を用いると配力筋が曲げ降伏し，大きく変形したたため，より太径のD19を用いた．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．

PC鋼棒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，PW138CH試験体では梁の中央にPC鋼棒を集中して配置（中央配置）し，

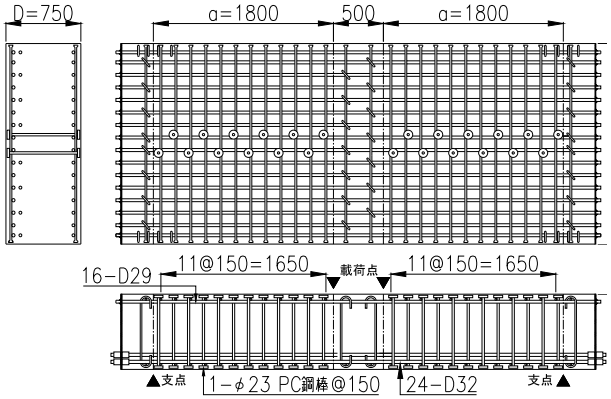
表-1 試験体一覧

試験体名	断面 $B \times D$ (mm)	有効高さ d (mm)	せん断補強鉄筋				
			本数×径	配置	間隔 s (mm)	鉄筋比 p_w (%)	拘束応力 $p_w\sigma_y$ (N/mm^2)
PW138CH	2000 ×750	675	1-φ23 PC鋼棒	中央	150	0.138	2.04
PW142SH			1,2-φ19 PC鋼棒	千鳥	150	0.142	2.03

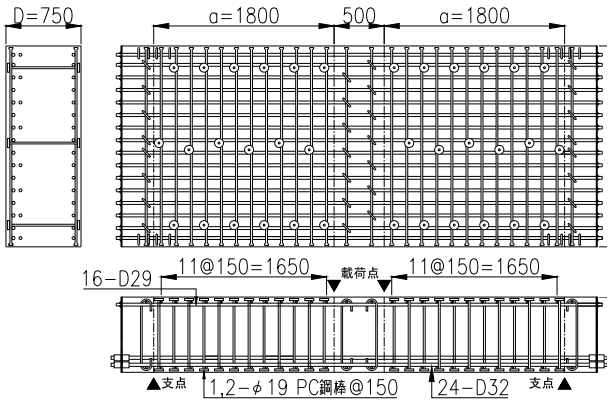
表-2 使用材料

試験体名	コンクリート圧縮強度 (N/mm^2)	鋼材降伏強度(N/mm^2)			
		引張側主鉄筋 (SBPD1080/1230)	圧縮側主鉄筋 (SD345)	配力筋 (SD345)	せん断補強鉄筋 (SBPR1275/1420)
PW138CH	51.8	1181	394	392	1470*
PW142SH	52.1				1429*

*0.2%永久伸びに対する応力



(a) PW138CH 試験体



(b) PW142SH 試験体

図-1 試験体配筋図

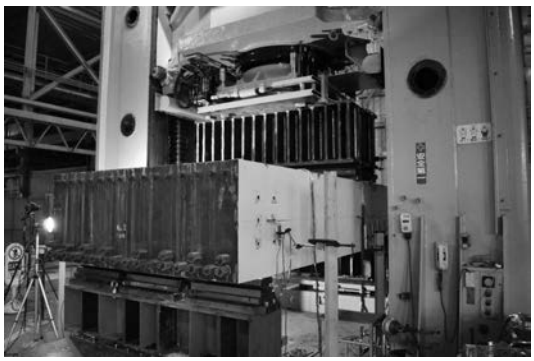


写真-1 実験セットアップ

PW142SH試験体では梁中央に1本と断面両側面部に2本を交互に千鳥状に配置（千鳥配置）した．表-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．表-1に示したとおり，PW138CH試験体とPW142SH試験体は，p_w，$p_w\sigma_y$がほぼ同じである．

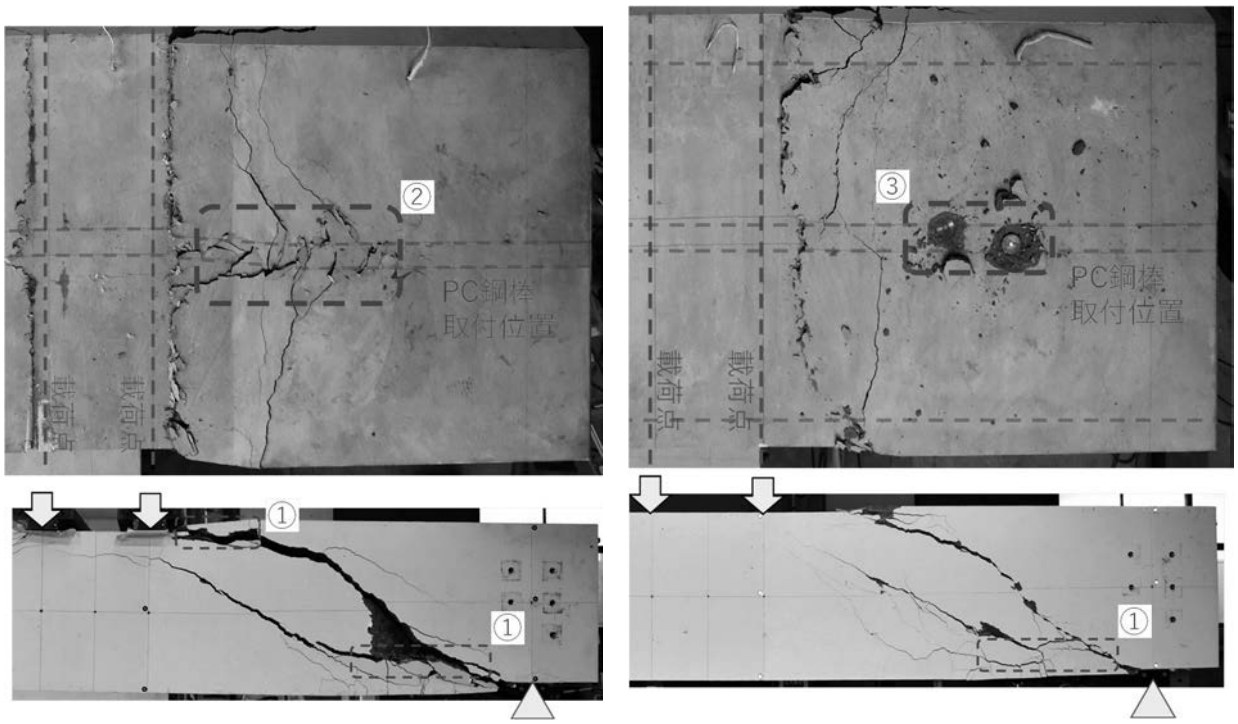
(2) 使用材料

表-2に使用した材料の材料試験結果を示す．目標コンクリート強度は50N/mm^{2}とした．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[5]し，この考えが鉄道標準の解説にも示されている[6]ことから，PC鋼棒D種の規格降伏強度1275N/mm^{2}の1/25に相当する50N/mm^{2}としたものである．材料試験の結果，実験日の圧縮強度は，PW138CHで51.8N/mm^2，PW142SHで52.1N/mm^{2}であった．

圧縮鉄筋，配力筋にはSD345を，引張鉄筋にはSBPD1080/1230を使用した．PC鋼棒には，前述の通りPC鋼棒D種(SBPR1275/1420)を使用した．

(3) 載荷方法

2点集中荷重の片振り載荷を実施した．写真-1に実験のセットアップを示す．境界条件は図-1に示した通りである．せん断スパンは1800mm，せん断スパン比は2.67とした．地震後の残留ひび割れ幅について検討する目的で，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載荷を実施した．また，除荷開始時のせ



(a) PW138CH　　(b) PW142SH

写真-2 損傷状況

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．

(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するとともに，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．

(5) 実験結果

写真-2に実験後の損傷状況を示す．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，載荷点付近に圧縮鉄筋に沿ったひび割れや支点付近に引張鉄筋に沿ったひび割れが発生している(**写真-2**中の①)．

これに対し，上面の損傷状況を見ると，PC鋼棒の配置によって異なる破壊形態が確認できる．PC鋼棒を中央に集中して配置したPW138CH試験体では，断面中央のPC鋼棒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が広い範囲にわたって確認できる(**写真-2**中の②)．PC鋼棒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．

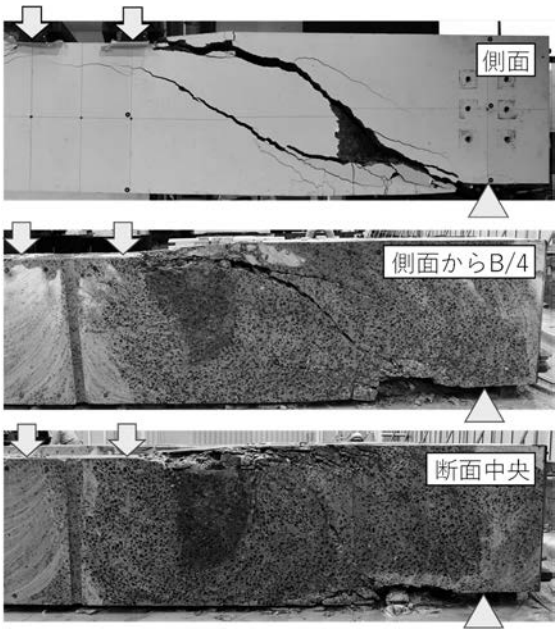
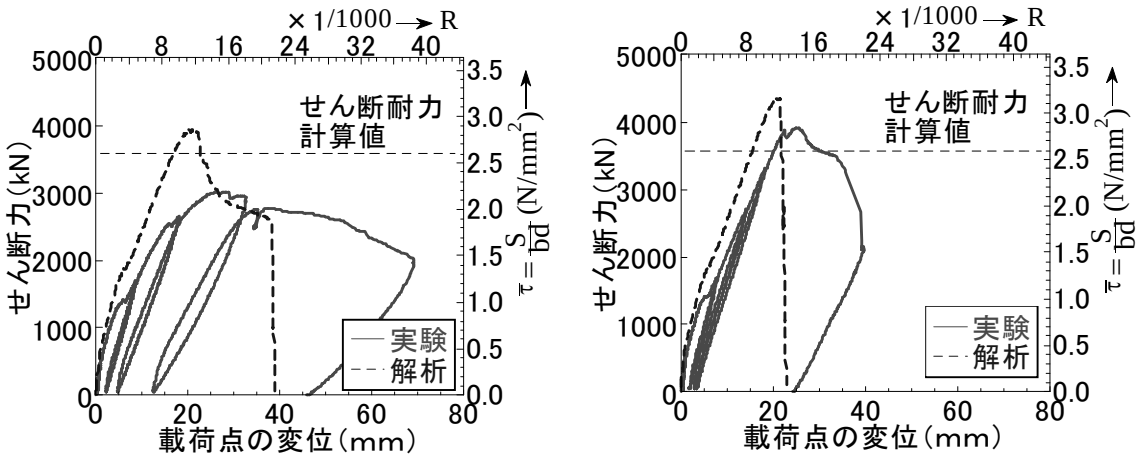


写真-3 切断面(PW138CH 試験体)

写真-3にPW138CH試験体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．PC鋼棒を中央に集中して配置すると，側面はPC鋼棒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



(a) PW138CH 試験体　　(b) PW142SH 試験体

図-2 せん断力～載荷点変位関係

表-3 せん断耐力

試験体名	拘束応力 $p_w\sigma_y{}^*$ (N/mm²)	せん断耐力の実験値 $V_{y,exp}$ (kN)	せん断耐力の計算値			$V_{y,exp}/V_{y,cal}$	FEM 解析による せん断耐力 (kN)
			ｺﾝｸﾘｰﾄ V_c (kN)	鋼材 $V_s{}^*$ (kN)	$V_{y,cal} = V_c + V_s$ (kN)		
PW138CH	2.04	3025	1203	2390	3593	0.842	3934
PW142SH	2.03	3924	1203	2378	3581	1.096	4365

*Table 3 に示す引張試験で求めた降伏強度を用いて算出

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PC鋼棒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，PW142SH試験体では，PC鋼棒が破断した(**写真-2**中の③)．PC鋼棒を千鳥配置して拘束を均等化すると，PC鋼棒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．

図-2にせん断力～載荷点変位の関係を，**表-3**に実験から得られたせん断力の最大値をせん断耐力の実験値として示す．**図-2**および**表-3**中には後述するFEM解析結果と，コンクリート標準示方書に基づいて評価したせん断耐力の計算値も示している．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いたため，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．

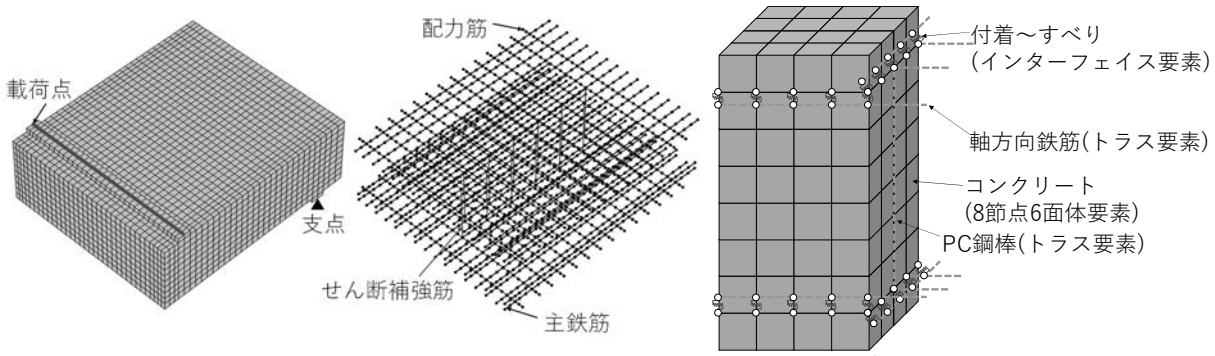
斜めひび割れ発生後は，PC鋼棒の配置によって異なる挙動を示した．PW138CH試験体では，せん断破壊の特徴である急激な耐力低下がなかった．せん断耐力の実験値は3025kNであり，計算値の84%であった．せん断補強筋は降伏していない．**写真-2**に示したとおり，PW138CH試験体では，断面中央の圧縮縁コンクリートが圧壊しており，曲げ破壊に近い挙動になったことが要因と考えられる．

これに対して，PW142SH試験体では，中央に配置した場合に比べてせん断耐力が高いだけでなく，PC鋼棒が降伏強度を発揮し，最終的には破断に至った．せん断耐力の実験値は3924kNであり，計算値の1.1倍であった．

3. 再現解析

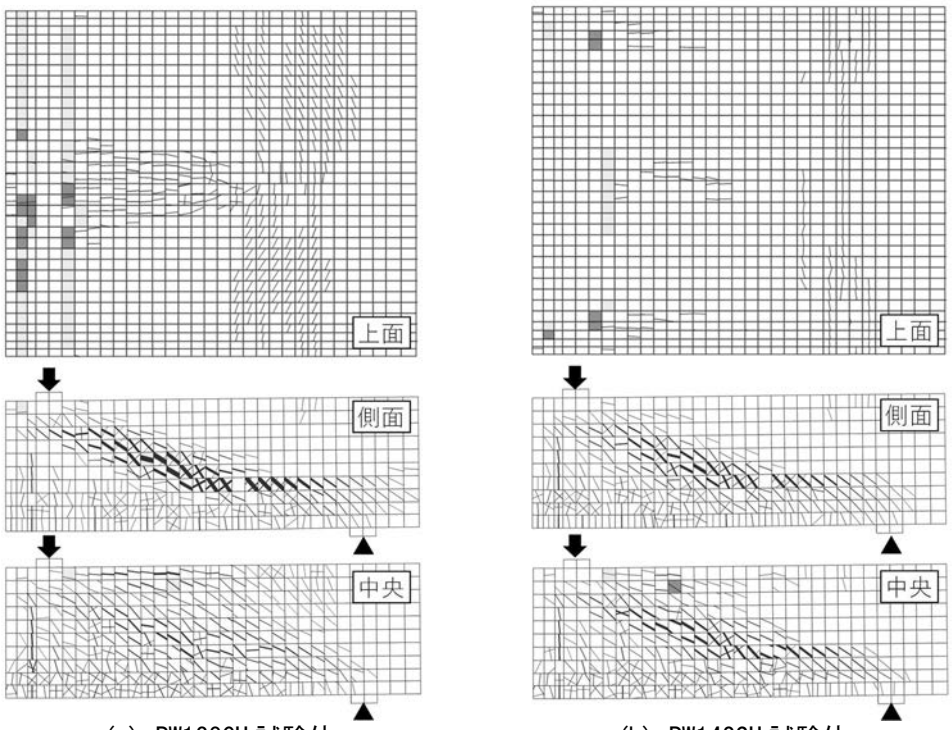
(1) 解析モデル

図-3に解析モデルを示す．解析には非線形有限要素法解析プログラムFINAL-GEOを用いた[7), 8)]．今回の試験体は梁中央部で対称であることから，半分のみをモデル化した．コンクリートは8節点6面体要素で，主鉄筋，配力筋はトラス要素でモデル化し，主鉄筋，配力筋とコンクリートの間には付着滑りを考



(a) メッシュ分割　　(b) 配筋の分割　　(c) モデル化の詳細

図-3 解析モデル



(a) PW138CH 試験体　　(b) PW142SH 試験体

図-4 FEM 解析によるひび割れ状況

慮するインターフェイス要素を挿入した．また，せん断補強筋は節のないPC鋼棒であったことから，両端の定着具以外では付着が生じないと考え，せん断補強筋の両端をコンクリートと共有する節点とし，１つのトラス要素でモデル化した．各要素のサイズは50mm程度とした．

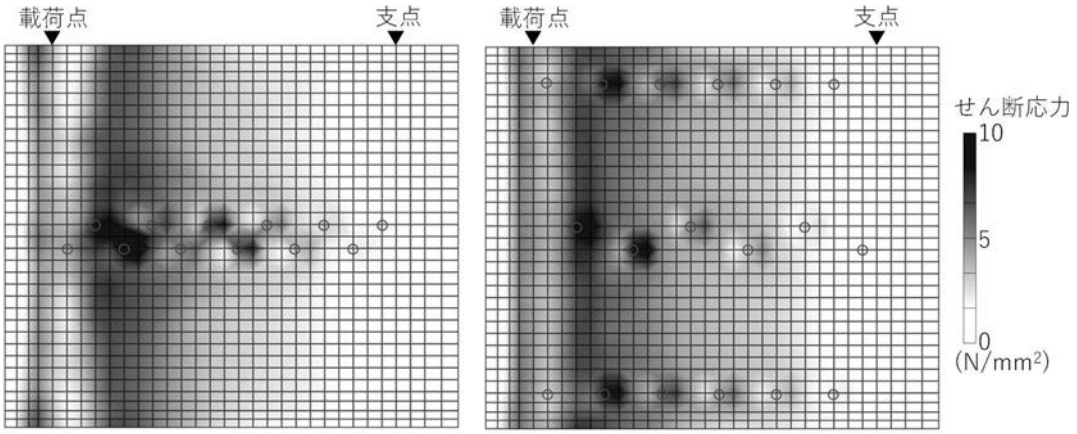
コンクリートは，非直交の複数のひび割れを考慮する分散ひび割れモデルとした．圧縮強度までの応力～ひずみ曲線と圧縮強度発現後の軟化曲線には修正Ahmadモデル[9]を，圧縮破壊条件には大沼らの提案する係数を用いたWillam-Warnkeの5パラメータモデル[9]を用いた．また，テンションスティフニングモデルには出雲らのモデル[10]を，引張軟化特性にはコンクリート標準示方書の式[4]を，せん断伝達特性には長沼モデル[11]を使用した．

主鉄筋，せん断補強筋には，修正Menegotto-Pintoモデルを使用し，降伏強度発現後の２次勾配を，SD345を用いた圧縮鉄筋の場合は初期剛性の1/100に，PC鋼棒を用いた引張鉄筋とせん断補強筋の場合は初期剛性の1/1000に設定した．

コンクリートと主鉄筋の間の付着モデルには，長沼らのモデル[13]を使用した．また，付着応力～すべり量の関係はfib Model Code 2010[14]に基づき評価した．

(2) 荷重～変位関係と損傷状況

解析により得られた荷重～変位関係は，**図-2**に示したとおりである．せん断補強筋を千鳥配置したPW142SHの荷重変位関係は実験結果を適切に再現できている．変位20.7mmでせん断力は最大となり，



(a) PW138CH　　(b) PW142SH

図-5 せん断応力分布

そのときのせん断力は4365kNである．

これに対してせん断補強筋を中央に集中して配置したPW138CHでは，せん断力1500kN程度の斜めひび割れが生じた時までは，解析は実験結果を再現できているが，せん断力が2000kNを超えたあたりから，実験では剛性が低下しているのに対して，解析では剛性がほとんど低下せず，結果に差が生じているのがわかる．**写真-2**に示したとおり，実験では側面に斜めひび割れが少数のみ生じ，これが大きく開いているためにひび割れ面でのかみ合わせ抵抗がほとんど期待できないのに対して，今回の解析では複数のひび割れが要素内で分布すると仮定する分散ひび割れモデルを採用したためと考えられる．

図-4に解析により得られたせん断力が最大となったときの，側面と断面中央および上面のひび割れおよびコンクリートの圧壊の発生状況を示す．PW138CH試験体では，側面に低角なひび割れが大きく開くとともに，支点付近に引張鉄筋に沿ったひび割れの発生を確認できるのに対して，断面中央のひび割れは全面に大きく分散している．また，上面にはせん断補強筋の配置に沿って部材軸方向に平行なひび割れが生じている．

これに対して，PW142SH試験体では，ひび割れ状況は側面と断面中央で大きな違いは無い．写真-2に示した損傷状況を適切に再現できている．実験により明らかとなったせん断補強筋の配置の違いによる損傷の違いが再現できているといえる．

(3) せん断応力の分布と上面および下面の鉛直変位

図-5に圧縮鉄筋位置でのせん断応力の分布を示す．PW142SHでは，PC鋼棒の周辺はやや大きめのせん断応力発生しているものの，おおむね断面内で一様な分布になっている．これに対して，PW138CHでは，断面中央のPC鋼棒の配置に沿ってせん断応力が集中しているのがわかる．

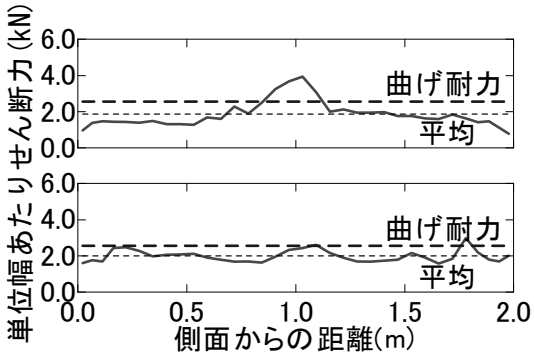


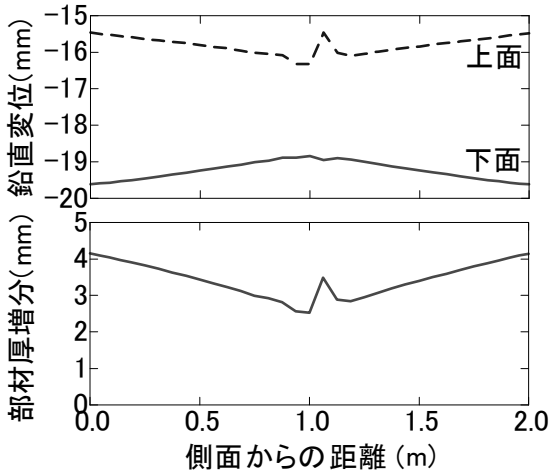
図-6 単位幅あたりせん断力

せん断力が最大となったときの載荷点から338mm(=0.5d，d:有効高さ)の断面に作用しているせん断応力を，式(1)に示すように断面高さ方向に積分して単位幅あたりのせん断力の分布を求めると**図-6**のようになる．

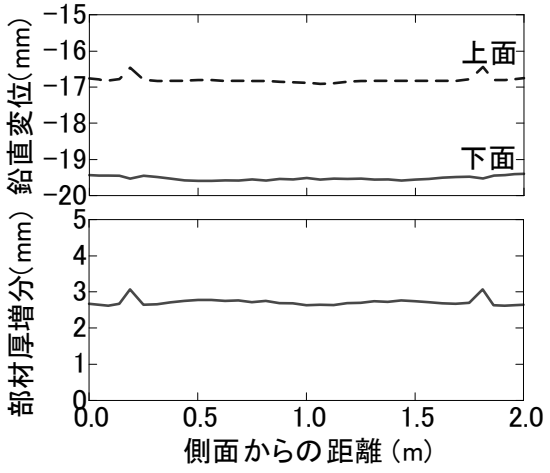
$$b = \int_0^H \tau \, dz = \sum_i \tau_i (z_{i+1} - z_i)$$

ここで，τ_iはi番目の要素中央でのせん断応力，z_iはi番目の要素の下端の座標である．また，**図-6**中には作用せん断力(ここでは最大せん断力に一致)を部材幅2mで除して求めた平均単位幅あたりせん断力と，断面解析から求まる単位幅当たりの曲げ耐力も併せて示している．

図-6に示すように，PW142SHでは，作用せん断力は断面の位置によらず概ね一定値を示しており，その値は平均せん断力に一致する．これに対してPW138CHでは，断面中央に作用する単位幅当たりせん断力は明らかに大きく，平均単位幅あたりせん断力の2.1倍，曲げ耐力の1.5倍である．PC鋼棒を配



(a) PW138CH 試験体



(b) PW142SH 試験体

図-7 上面および下面の鉛直変位と部材厚増分

置した部分に沿って生じる大きなせん断力によって断面中央の圧縮縁コンクリートが圧壊したため，耐力が大きく低下したものと考えられる．

(4) 上面および下面の鉛直変位

図-7にせん断力が最大となったときの載荷点から338mm(=0.5d，d:有効高さ)位置での上面および下面の鉛直変位の分布と部材厚増分を示す．なお，鉛直変位は上向きを正としている．また，部材厚増分は上面の鉛直変位から下面の鉛直変位を引くことで求めた．ここで，部材厚増分は，原子力マニュアルにおいて，面外方向のせん断破壊の照査に用いる指標であり，その許容値は5mmもしくは$2.5p_wD$のいずれか大きい方と規定されており[15]，本試験体では5mmである．

PW138CH試験体では，PC鋼棒が配置された断面中央の上面と下面の鉛直変位は，それぞれ-16.3mm，-18.8mmであり，部材厚の増分は2.5mmであり，許容値までは十分余裕がある．これに対し，PC鋼棒が配置されていない側面では，上面および下面の鉛直変位はそれぞれ-15.5mm，-19.6mmとなり，部材厚増分は4.2mmと中央部の部材厚増分の約1.7倍に増加し，許容値5mmの84%と許容値にせまる大きさとなっている．この部材厚の増分は，側面で斜めひび割れが大きく開いたことに対応しており，断面中央では十分拘束されひび割れは分散し，側面でひび割れが大きく開いた実験の状況が再現できている．

一方，PW142SH試験体では，上面，下面ともにおおむね一定の鉛直変位となり，その値はそれぞれ-16.8mm，-19.5mmであった．部材厚増分は2.7mmと，許容値5mmに対して十分余裕のある結果となった．

5. まとめ

PC鋼棒をせん断補強筋とするRC梁のせん断実験をFEM解析で再現した．再現解析から得られた知見を以下に示す．

1) PC鋼棒を中央に配置したPW138CH試験体では，せん断応力がPC鋼棒を配置した中央に集中した．このせん断応力の分布を積分して単位幅あたりのせん断力を評価した結果，断面中央に作用する単位幅あたりせん断力は，作用せん断力を部材幅で除して求めた平均単位幅あたりせん断力の2.1倍であり，断面解析により求めた曲げ耐力の1.5倍であった．せん断力が断面中央に集中し，曲げ耐力を超えた結果，断面中央にて曲げ圧壊したといえる．
2) 試験体の上面と下面の鉛直変位から部材厚増分を評価した結果，PW138CH試験体では側面の部材厚増分は，断面中央の部材厚増分の1.7倍と大きくなった．実験において，側面で斜めひび割れが大きく開いたことに対応しており，断面中央では十分拘束されひび割れは分散し，側面でひび割れが大きく開いた実験の状況が再現できている．
3) PC鋼棒を千鳥配置したPW142SH試験体でも単位幅あたりせん断力を評価結果，断面内で一様なせん断力が作用していることがわかった．そのため，曲げ圧壊することなく想定通りのせん断破壊となったといえる．また，PW142SH試験体の部材厚増分も断面内で一様であり，実験の損傷状況を適切に再現できているといえる．

参考文献

1) 田中浩一，江尻譲嗣：高強度中間帯鉄筋「ナットバー™」の付着特性とせん断負担の評価，大林組技術

研究所報，No. 78，2014
2) 佐々木智大，田中浩一：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，大林組技術研究所報，No. 86，2022
3) 田中浩一，江尻譲嗣：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，大林組技術研究所報，No. 79，2015
4) 土木学会：コンクリート標準示方書[設計編]，2022.
5) 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
6) 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
7) 米澤健次，穴吹拓也，江尻譲嗣：大規模・高速化非線形FEM解析ソフト「FINAL-GEO」，大林組技術研究所報，No.75，2011
8) Naganuma, K. Yonezawa, K. Kurimoto, O. and Eto, H.: Simulation of Nonlinear Dynamic, Response of Reinforced Concrete Scaled Model Using Three Dimensional Finite Element Method, 13th WCEE, Paper No. 586, 2004
9) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第474号，pp.163-170，1995
10) 出雲淳一，島 弘，岡村甫：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，No.87，9-1，pp.107-120，1987
11) 長沼一洋：鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究（その１)，日本建築学会構造系論文報告集，第421号，pp.39-48，1991
12) Ciampi, Vincenzo, Eligehausen, Rolf, Bertero, Vitelmo V. and Popov, Egor P.:Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, Nov.,1982
13) Naganuma, K., Yonezawa, K., Kurimoto, O. and Eto, H. : Simulation of nonlinear dynamic response of reinforced concrete scaled model using three-dimensional finite element method, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.586, August., 2004.
14) fib: fib Model Code for Concrete Structures 2010, 2013.
15) 原子力発電所　屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル・照査例，土木学会原子力土木委員会地中構造物の耐震性能照査高度化小委員会，2018