論文　高靭性繊維補強セメント複合材料を用いた耐震壁のせん断性状

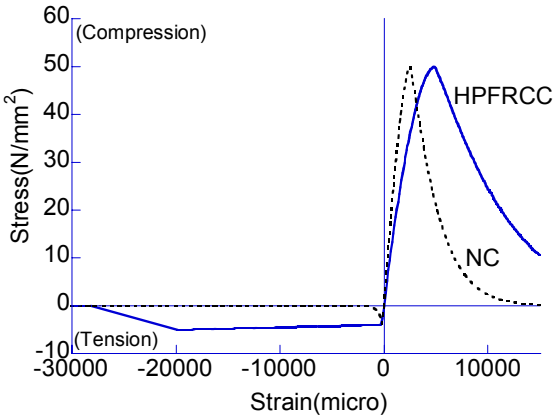
永井　覚[*1]・閑田　徹志[*2]・丸田　誠[*3]

要旨：近年，モルタルにビニロン短繊維を混入し，高引張靱性能を実現した「高靭性繊維補強セメント複合材料(HPFRCC)」が開発されている。本研究では，HPFRCC を用いた耐震壁の構造性能を把握するために，鉄筋コンクリート造フレームに HPFRCC を用いた壁板を有する耐震壁のせん断実験を実施した。その結果，HPFRCC を用いた耐震壁は，終局強度が向上し，最大強度に達するまではせん断ひび割れが非常に小さく，また，せん断終局強度は既往評価式を修正した提案式で評価できることが示された。

キーワード：高靭性繊維補強セメント複合材料，耐震壁，せん断強度

1.　はじめに

近年，セメント系新材料の一つとして，モルタルにビニロン短繊維を混入した「高靭性繊維補強セメント複合材料（HPFRCC）」が開発されている[1)]。HPFRCC は，**図－１**に材料特性例を示す様に，普通コンクリート(NC)に比べて弾性係数は低いが，引張終局ひずみが約 2%にもなる高引張靱性能や，細かい微細なひび割れが生じる効果（マルチプルクラック効果）によりひび割れ幅が抑制される損傷低減性能を有する新材料で，構造部材への適用により，各種終局強度や変形性能の向上，損傷低減効果が期待されている。これまでに，様々な適用に関する研究が行われ[2)3)等]，筆者等も，HPFRCC を適用した梁部材の実験を行い，NC を用いた梁と比較すると，終局強度と曲げ降伏後の変形性能が向上し，損傷が低減されることを確認している[4)]。



図－１　HPFRCC の材料特性例

本研究では，HPFRCC の構造材への適用研究の一環として，鉄筋コンクリート造フレームに HPFRCC を用いた壁板を有する耐震壁の構造性能を把握することを目的にせん断実験を実施した。

2.　実験概要

2.1　試験体

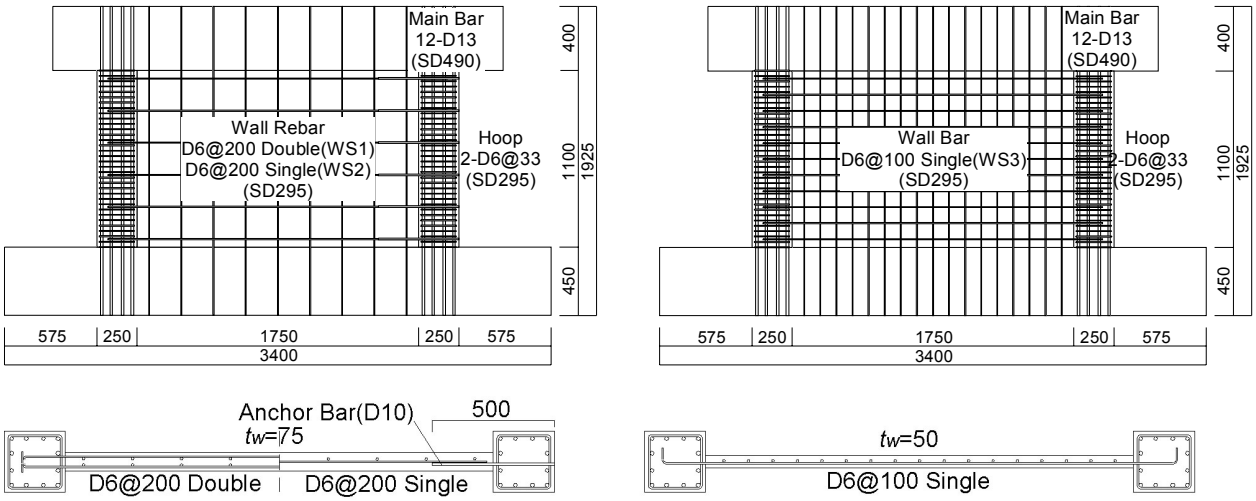
試験体一覧を**表－１**に，試験体の形状および配筋を**図－２**に示す。試験体は，縮尺 1/2.5 程度の断面を有する１層１スパンの側柱を有する耐震壁 3 体である。周辺フレームは普通コンクリート（NC）を用いた鉄筋コンクリート造で，壁板は HPFRCC を用いた鉄筋 HPFRCC 造である。いずれの試験体も壁の曲げ破壊に先行してせん断破壊するように計画した。

全試験体は，側柱，加力用スタブ，壁内法幅(l_w'= 1750mm)，壁内法高さ(h_w'=1100mm)，壁板脚部から加力点までの高さ(h_w=1300mm)，せん断スパン比 0.58 は共通であり，実験因子は，壁筋比，壁厚，壁筋の周辺フレームへの定着方法

*1 鹿島技術研究所建築技術研究部構造・耐震グループ主任研究員　工修（正会員）
*2 鹿島技術研究所建築技術研究部生産・材料グループ主任研究員　Ph.D.（正会員）
*3 鹿島技術研究所建築技術研究部構造・耐震グループ主管研究員　博士（工学）（正会員）

表－１　試験体一覧

試験体	壁				柱				壁筋定着法
	コンクリート	断面 $t_w \times l_w'$ (mm×mm)	壁配筋	壁筋比 P_s(%)	コンクリート	断面 $B \times D$ (mm×mm)	主筋配筋	横補強筋配筋	
WS1	HPFRCC Fc50	75×1750	D6@200 Single	0.43	NC (普通) Fc36	250×250	12-D13 SD490	2-D6@33 SD295	通し
WS2			D6@200 Double	0.21					継手
WS3		50×1750	D6@100 Single	0.64					通し



(a)WS1　　(b)WS2　　(c)WS3

図－２　試験体形状・配筋

であり，壁筋比と壁厚はせん断抵抗への鉄筋及び HPFRCC の影響を，また，定着方法は実施工では HPFRCC 壁板をプレキャスト部材と想定していることから，その影響を把握するため設定した。壁筋の周辺フレームへの定着方法は，壁板を周辺フレームに直接定着させた「通し定着」による方法と，実施工を対象に，壁板四辺まで配された壁筋と外周フレームに定着されるフック無し鉄筋を重ね継手により継いだ「継手定着」を用いた。試験体の製作は，HPFRCC 壁板を水平打設後に周辺の目粗し処理し，下スタブ鉄筋上に自立させて，下スタブ，柱，上スタブの順に普通コンクリートを打設した。ただし，下スタブと壁板底辺には下スタブの沈降，ブリージング等による影響が懸念されることから，エポキシ注入した。**表－２**，及び，**表－３**に使用材料の特性を示す。HPFRCC は，モルタルにビニロン繊維（繊維長 12mm，径 0.04mm）を体積比で 2.0%混入し，NC は最大骨材径 10mm の豆砂利を用いた。

表－２　鉄筋の機械的性質

呼び名	降伏点 σ_y (N/mm^2)	引張強さ σ_u (N/mm^2)	ﾔﾝｸﾞ係数 Es (N/mm^2)	降伏比 σ_y / σ_u
D13	569	721	189200	0.79
D6	341	482	182300	0.71
D10	345	473	173100	0.73

表－３　コンクリートの機械的性質

試験体	適用部位	材料種別 1)	圧縮強度 σ_B (N/mm^2)	引張強度 σ_T 2) (N/mm^2)	ﾔﾝｸﾞ係数 Ec (N/mm^2)
WS1	壁	HPFRCC	44.1	4.23	15700
	柱	NC	40.9	3.21	24380
	下ｽﾀﾌﾞ		55.8	－	33230
	上ｽﾀﾌﾞ		53.8	－	29730
WS2	壁	HPFRCC	56.4	4.11	18420
	柱	NC	38.3	2.74	27290
	下ｽﾀﾌﾞ		48.9	－	31980
	上ｽﾀﾌﾞ		48.1	－	31980
WS3	壁	HPFRCC	51.7	4.11	18200
	柱	NC	40.8	3.08	26480
	下ｽﾀﾌﾞ		53.5	－	34460
	上ｽﾀﾌﾞ		50.7	－	31340

1)HPFRCC：高靭性繊維補強セメント複合材料，NC：普通コンクリート，2)NC は割裂強度，HPFRCC はﾀﾞﾝﾍﾞﾙ型平板試験片を用いた直接引張試験時の引張降伏強度

2.2　加力及び計測方法

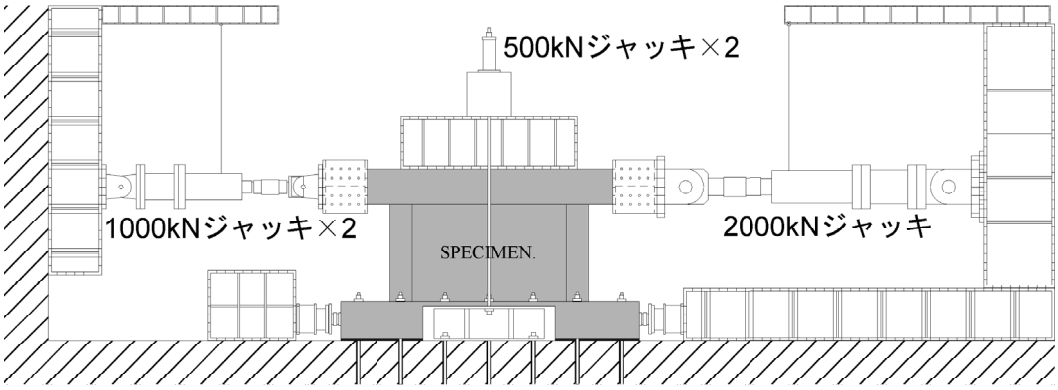
図－３に加力装置を示す。試験体下部スタブと反力床を緊結し，試験体上部スタブ上に設置した鉛直ジャッキにより一定軸力（側柱に対する軸力比 0.2=900kN）を，また，上部スタブの左右に設置した 3 本の水平ジャッキによりせん断力を載荷した。せん断力は，上部スタブの左右で押し引き載荷とし，「押し」と「引き」が同じ荷重になるように制御した。加力は，正負交番繰り返し載荷とし，履歴は，水平変形角 R により制御し，1/800，1/400，1/200，1/100，1/50 を各 2 サイクル繰り返すことを原則とした。

3.　実験結果

表－４に実験結果及び終局強度計算値一覧を，**図－４**にせん断力－変形角関係を，**図－５**にせん断応力度 τ (=$Q/t_w l_w$，Q：せん断力，t_w：壁厚，l_w：柱芯間距離)を $\sqrt{\sigma_B}$ (σ_B：HPFRCC 圧縮強度)で除した基準化せん断応力度と変形角関係包絡線を，**図－６**に最終ひび割れ状況を示す。曲げ終局強度計算値 Qfu は略算式 [5]を，せん断終局強度 Qsu は建築学会靱性指針式 [6]を用いて，HPFRCC を同一圧縮強度の NC とみなして算定した。

3.1　実験経過

各試験体とも，1/800rad.のサイクルにおいて，壁パネルのせん断ひび割れ，柱脚部の曲げひび割れが発生し，最大強度に至るまでに，幅は小さいが非常に多数のせん断ひび割れが壁板に生じた。1/100rad.の 1 サイクル目に WS1 及び WS2 において引張側柱の最外縁主筋が引張降伏して若干の剛性低下を示した。その後，WS2 及び WS3 では，壁横筋の引張降伏と概ね同時に，壁板のほぼ中央に生じていたせん断ひび割れが急激に拡大して最大強度を示した。一方，WS1 では，1/100rad.で最大強度に達した後に，1/50rad.のサイクルの約 1/67rad.で壁横筋が引張降伏し，壁板のほぼ中央に生じていたせん断ひび割れが急激に拡大して最大強度を示した。その後，各試験体において，せん断ひび割れの更なる拡大とともに耐力低下した。破壊の原因となったせん断ひび割れの角度は，水平軸に対して 45 度程度であった。以上より，全試験体とも壁板のせん断破壊と判断した。

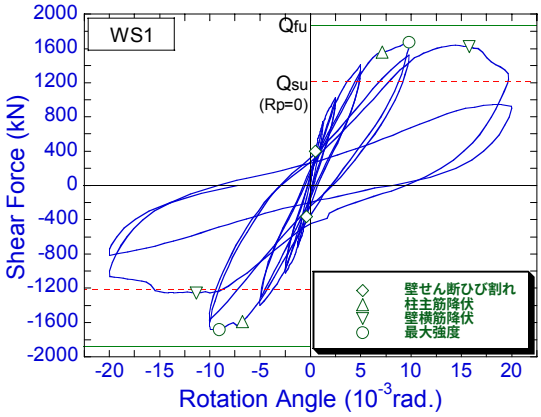


図－３　加力装置

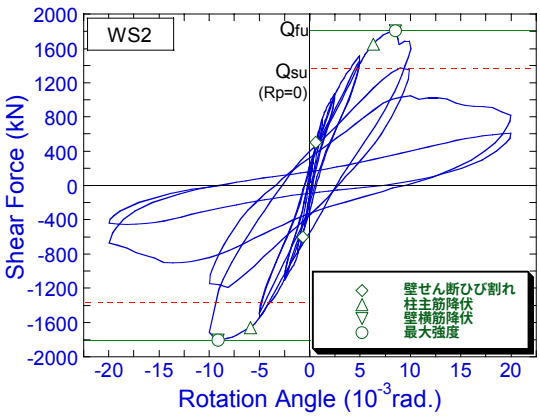
表－４　実験結果一覧

試験体	初期ひび割れ強度		最大強度		限界変形	終局強度計算値		破壊形式
	柱曲げ $cQfc$ (kN)	壁せん断 $wQsc$ (kN)	せん断力 eQm (kN)	変形角 eRm (10^{-3}rad)	変形角 eRu *3 (10^{-3}rad)	曲げ*1 Qfu (kN)	せん断*2 Qsu (kN)	
WS1	400	400	1671	9.8	16.7	1874	1366	壁板のせん断破壊
WS2	399	502	1805	8.5	8.5	1814	1579	
WS3	361	361	1196	7.9	9.0	1868	1056	

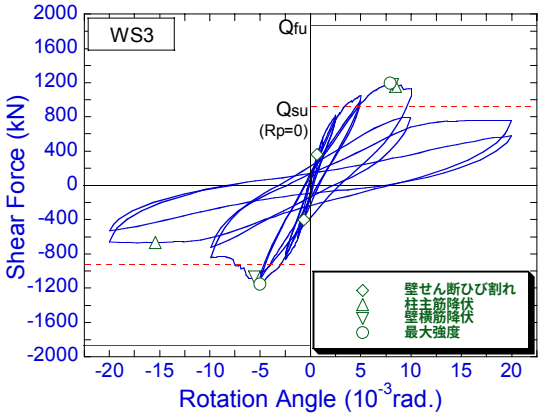
*1：曲げ終局強度略算式（文献 5），ただし，WS2 では定着筋は考慮せずに壁筋が定着されているものとして算定，
*2：日本建築学会靱性指針式（文献 6），*3：ここでは，せん断力－変形関係包絡線上において，最大強度後に最大強度の 95%の強度を下回らない最大の変形と定義した



(a) WS1 試験体

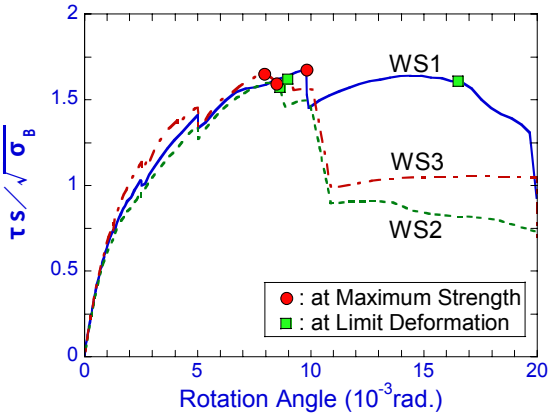


(b)WS2 試験体

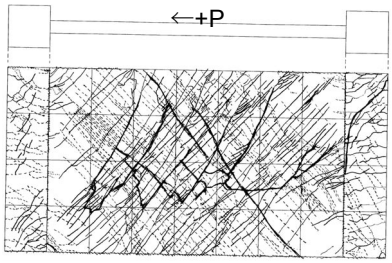


(c) WS3 試験体

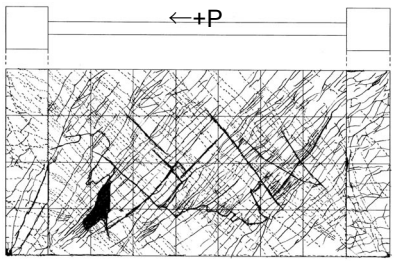
図－４　せん断力－変形角関係



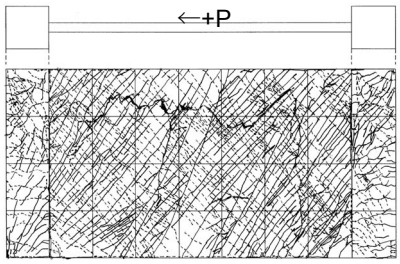
図－５　基準化せん断応力度－変形角包絡線



(a)WS1 試験体



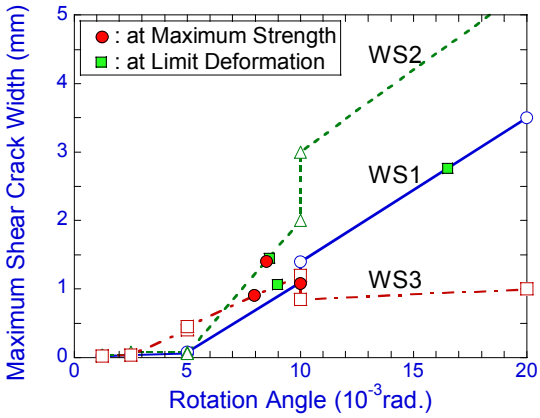
(b)WS2 試験体



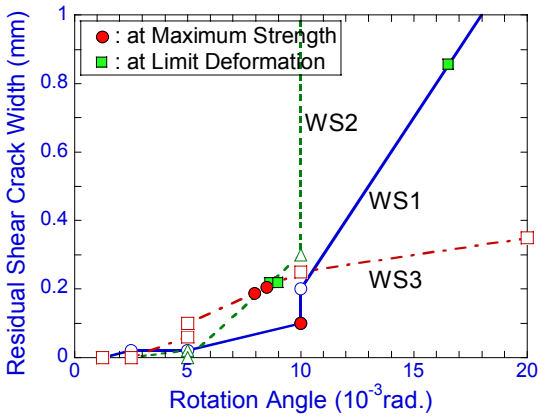
(c)WS3 試験体

実線：正加力，破線：負加力

図－６　最終ひび割れ状況



(a)最大せん断ひび割れ



(b)最大残存せん断ひび割れ

図－７　せん断ひび割れ幅の推移状況

3.2　最大強度

各試験体の最大強度は，壁筋比，HPFRCC の圧縮強度に差異があるため異なるが，HPFRCC を NC とみなして算定したせん断終局強度計算値の 1.15~1.2 倍程度の最大強度を示した。これは，HPFRCC の引張抵抗力がせん断抵抗に寄与しているためと考えられる。一方，基準化せん断応力度－変形関係は，8/1000rad.程度までは同様な関係を示すが，それ以降では壁厚が厚く，壁筋比が大きい WS1 の変形性能が良い。

3.3　ひび割れ性状

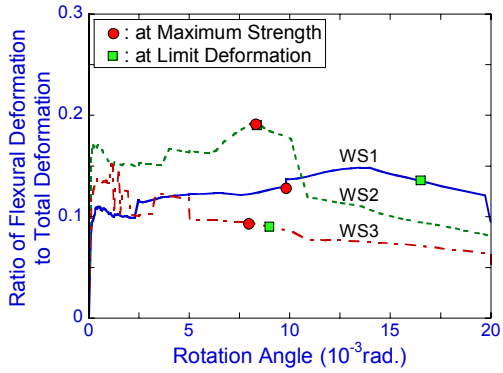
HPFRCC を用いた耐震壁では，**図－6** のように微細なせん断ひび割れが最大強度までに多数発生し，最大強度に達すると数本のひび割れが拡大してせん断破壊した。**図－7** に，壁板における最大せん断ひび割れ幅の変形角に伴う推移状況，及び，完全に除荷した際に残存していた最大せん断ひび割れ幅とそのサイクルのピーク変形角の関係を示す。最大強度までの最大せん断ひび割れは概ね 1mm 程度であるが，残存せん断ひび割れ幅は 0.2mm 以下である。これより，最大強度に達しなければ残存せん断ひび割れ幅は非常に小さい。

3.4　変形割合

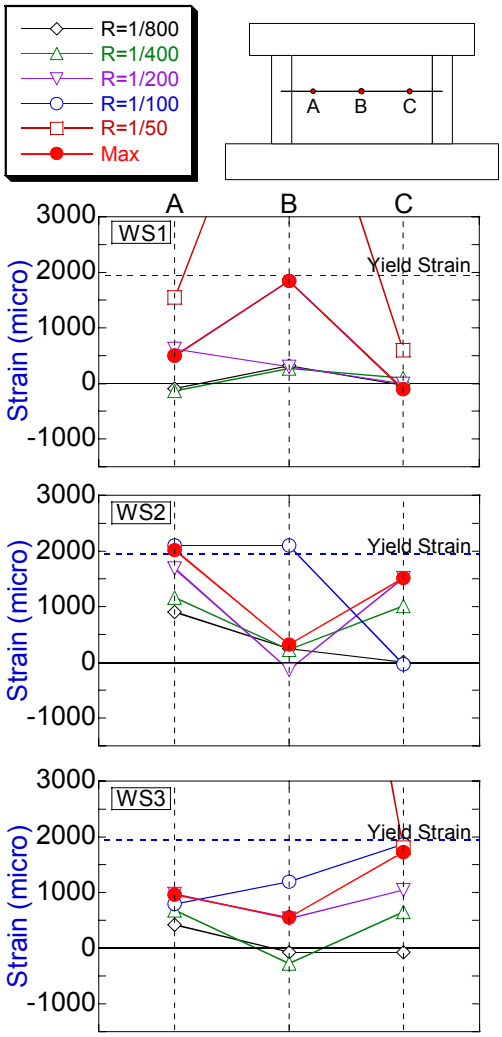
図－8 に全体変形に占める曲げ変形割合の変形角に伴う推移状況を示す。曲げ変形は，両側柱の軸方向に沿って計測した区間曲率を積分することにより得た。最大強度時までの曲げ変形割合は 0.1～0.2 程度であり，壁筋比が大きくなるほどその割合は小さくなっている。また，せん断破壊後は，曲げ変形割合は減少する。ただし，壁筋が継手定着された WS2 では，通し定着された WS1,WS3 に比べ曲げ変形比率が 5%程度大きい。これは，壁筋の定着方法の違いにより，壁脚部の鉄筋の抜け出し量に影響しているものと考えられるが，定着方法の差異による影響は小さいものと考えられる。

3.5　壁横筋のひずみ性状

図－9 に高さ方向のほぼ中央に位置する壁横筋のひずみ分布を示す。横筋のひずみが大きくなる位置は，WS1 では壁中央，WS2, WS3 では壁の両側である。これは，破壊原因となったひび割れ貫通位置に一致しており，最大強度時に壁横筋がほぼ降伏していることから，HPFRCC を用いた場合にも，壁筋がせん断抵抗に十分寄与していることがわかる。



図－8　曲げ変形割合



図－9　壁横筋のひずみ分布

4. せん断終局強度の評価

表－4に示した様に，既往のせん断終局強度評価式は，HPFRCC を用いた耐震壁のせん断終局強度を過小評価する。これは，HPFRCC の引張特性がせん断終局強度に寄与するためと考えられる。そこで，トラス機構において，コンクリートの斜め圧縮力と直交する方向に HPFRCC の引張力が作用すると仮定し，式(1)を導いた。なお，HPFRCC の引張力は全てトラス機構に寄与すると仮定していることから，HPFRCC のアーチ機構は考慮していない。

$$V_{su}= t_w \cdot l_{wb}(p_s \cdot \sigma_{sy} + \sigma_t) \cot \phi + \tan\theta (1-\beta) t_w \cdot l_{wa} \frac{\nu \sigma_B}{2} \quad (1)$$

ここに，

$$\beta = \frac{(1+\cot^2\phi) p_s \cdot \sigma_{sy} + \cot^2\phi \cdot \sigma_t}{\nu \sigma_B} \quad (2)$$

$$\tan\theta = \sqrt{\left(\frac{h_w}{l_{wa}}\right)^2 + 1} - \frac{h_w}{l_{wa}} \quad (3)$$

σ_t：HPFRCC の引張降伏強度，l_{wa}, l_{wb}：アーチ及びトラス機構の等価壁長さ，t_w：壁厚，p_s：壁筋比，σ_{sy}：壁筋降伏強度，ν：HPFRCC の有効圧縮強度($=1.7\sigma_B^{-0.333}$)

ただし，$(p_s \cdot \sigma_{sy} + \sigma_t) \le \nu \sigma_B / 2$ (4)

なお，強度低下の原因となったせん断ひび割れ角度は概ね 45 度であったことから，$\cot\phi=1$ と仮定し，ν は同一強度の NC の値を用いた。また，本研究では HPFRCC の引張降伏強度はダンベル型試験片による直接引張試験で計測したが，佐藤等[7] によるシリンダー試験片の直接引張試験では，ダンベル型の概ね 1/2 程度の強度であると報告されている。そこで，HPFRCC の引張降伏強度を本試験結果とした場合(CASE1)，及び，その 1/2 とした場合(CASE2)のせん断終局強度を計算した。**表－5**に示す様に，CASE1 は実験結果を大きめに評価したが，CASE2 は実験結果をほぼ評価できている。今後，HPFRCC の引張特性をより正確に把握する必要がある。

表－5　せん断終局強度の評価

試験体	実験値 eQm(kN)	計算値 Qsu(kN)	
	最大強度	CASE1	CASE2
WS1	1671	1821	1594
WS2	1805	2019	1799
WS3	1196	1346	1201

5. まとめ

HPFRCC を用いた耐震壁のせん断実験を実施し，以下のことが示された。

(1) HPFRCC を用いることにより，耐震壁のせん断終局強度は，NC とみなした耐震壁のせん断終局強度の約 1.15~1.2 倍程度を示し，せん断終局強度が向上した。

(2) HPFRCC を用いた耐震壁は，せん断破壊前であれば，残存ひび割れ幅は 0.2mm 以下であり，非常に小さいものであった。

(3) HPFRCC を用いた耐震壁のせん断終局強度は，既往評価式を修正した提案式により概ね評価できる。

参考文献

1) 閑田徹志：高靭性繊維補強セメント材料の設計技術の現状，コンクリート工学，Vol.38，No.6，pp.9-16，2000.6
2) 蔵谷幸憲，福山洋，中野克彦，松崎育弘：高靭性型セメント系複合材料を用いた梁部材の構造性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，pp.511-516，1999
3) 白都滋，小澤潤治，渡部憲，中村洋行：ビニロン繊維補強セメント系材料を用いた耐震壁の実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.53-54，2001.9
4) 永井覚，高稲宜和，宮下丘，閑田徹志，丸田誠：高靭性繊維補強セメント複合材料を用いた梁部材の曲げせん断性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.311-316，2001.9
5) 広沢雅也：既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析，建築研究資料，No.6，pp.42，1975.3
6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990
7) 佐藤幸博，福山洋，諏訪田晴彦：高靭性型セメント系複合材料の一軸引張－圧縮繰り返し試験方法の提案，日本建築学会構造系論文集，No.539，pp.7-12，2001.1