

論文 セラミック定着体を用いた後施工型せん断補強工法のレベル 1 地震動に対する設計法

山野辺 慎一*1・松木 聡*2・植田 政明*3・鈴木 基行*4

要旨：上下水道施設などの地下の鉄筋コンクリート構造物に対する後施工型せん断補強工法として、既設構造物を削孔し、セラミック定着体を用いた鉄筋を設置する工法が開発され、すでにいくつかの適用例がある。こうした工法の設計法は、レベル 2 地震動を対象としたものであったが、構造物によってはレベル 1 地震動に対する設計法も必要となる。本研究は、既往の実験結果を見直し、セラミック定着体の定着性能や後施工したせん断補強鉄筋の発生応力度などについて考察し、同工法のレベル 1 地震動に対する挙動を整理し、設計法について検討したものである。

キーワード：耐震補強, 後施工型せん断補強, レベル 1 地震動

1. はじめに

既設構造物の耐震補強設計は、一般にレベル 2 地震動を対象に行うこととされており、原則としてレベル 1 地震動に対する評価は行わなくてもよいとされている¹⁾。これは、レベル 1 地震動に対する照査は部材における鉄筋やコンクリートの許容応力度を基本としたものであり、鉄筋やコンクリートの応答がこれを多少超過したとしても、レベル 2 地震動に対する照査を満足していれば、一般にはその超過が即機能喪失や致命的な被害に結びつかないことが明らかである。

しかしながら、一部の耐震補強においては、レベル 1 地震動に対する耐震性能の評価と、それを満足しない場合の耐震補強が必要になってきている。たとえば、下水道協会の「下水道地震対策緊急整備計画策定の手引き(案)」²⁾においても、被害想定や耐震診断において対象とする地震動は、レベル 2 地震動を原則とするが、下水道地震対策緊急整備計画において、緊急かつ暫定的な措置(減災対策)の場合には、レベル 1 地震動を用いてもよいこととされている。

また、上下水道施設などは一般に複数の池状構造物から構成され、レベル 2 地震動に対する照査では各池が満水の状態を想定するのに対し、レベル 1 地震動に対しては満水・空虚の組合せの状態も考慮する。空虚の池の壁には設計上有利となる水圧が作用しない状態において土圧などの地震時の荷重が作用し、二つの池を仕切る壁の一方が空虚となる場合も、片方からのみ水圧が作用する。そのため、複数の池からなる施設では、レベル 2 地震動ではなくレベル 1 地震動により耐震補強量が決定される場合も多い。

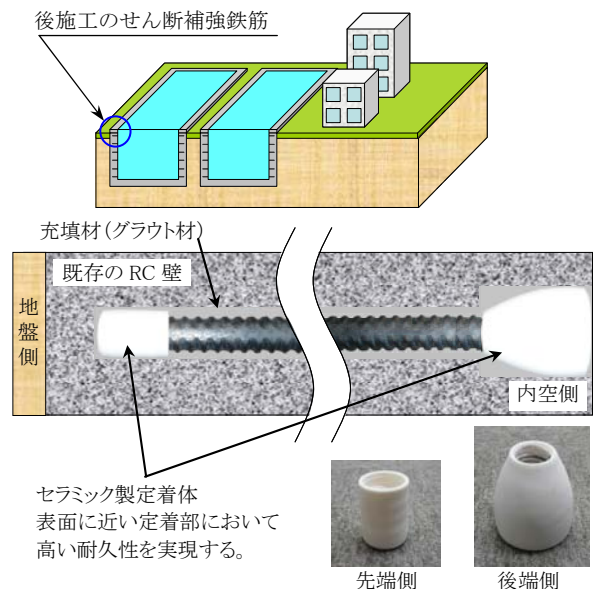


図-1 セラミック定着体を用いた地下構造物の後施工型せん断補強工法

セラミック定着体を有する鉄筋(以下、CCb)を後施工で挿入するせん断補強工法(以下、CCb 工法)は、地中構造物の壁部材に対し、レベル 2 地震動に対する補強工法として、せん断耐力を向上することにより、せん断破壊型であった部材を曲げ破壊型に移行させるものである^{3), 4)}。図-1 に同工法の概要を示す。CCb 工法の開発における一連の検討では、主としてせん断耐力の評価に主眼をおいていたが、レベル 1 地震動に対しては、発生応力度や残留ひび割れ幅などの地震後の性能が直接検討されていなかった。

本研究は、前述のようなレベル 1 地震動に対する耐震補強への CCb 工法の適用に関して、開発における実験デ

*1 鹿島建設(株) 技術研究所土木構造グループ 上席研究員 博(工) (正会員)

*2 鹿島建設(株) 土木設計本部地盤基礎設計部 設計主査 修(工)

*3 カジマ・リノベイト(株) 常務取締役技術統括

*4 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻 教授 工博 (正会員)

ータを見直し、必要に応じて新たな検討を行い、レベル1地震動に対する許容応力度法による照査方法について検討したものである。

2. レベル1地震におけるせん断力に対する照査方法

許容応力度設計法によるレベル1地震におけるせん断力に対する照査方法は、規準類により多少異なるが、スターラップなどのせん断補強鉄筋により負担するせん断力(せん断補強鉄筋負担分)と、それ以外で負担するせん断力(一般には、コンクリート負担分と呼ばれている)の累加で評価している。

すなわち、コンクリートのみでせん断力を負担する場合は、式(2)による平均せん断応力度がコンクリートの許容せん断応力度以下であることを式(1)により照査する。

$$\tau_m \leq \tau_{a1} \quad (1)$$

$$\tau_m = \frac{S_h}{bd} \quad (2)$$

ここで、 τ_m はコンクリートの平均せん断応力度(N/mm²)、 S_h はせん断力(N)、 b は部材断面幅(mm)、 d は部材断面の有効高(mm)、 τ_{a1} はコンクリートの許容せん断応力度(N/mm²)である。

また、帯鉄筋と共同してせん断力を負担する場合(τ_m が τ_{a1} を超える場合)には、次式により算出される断面積以上の帯鉄筋を配置し、かつ τ_m が τ_{a2} よりも小さいことを照査する。

$$A_w = \frac{1.15S'_h s}{\sigma_{sa} d(\sin\theta + \cos\theta)} \quad (3)$$

$$S'_h = S_h - S_{ca} \quad (4)$$

$$S_{ca} = \tau_{a1} bd \quad (5)$$

$$\tau_m \leq \tau_{a2} \quad (6)$$

ここで、トラス理論による必要断面積 A_w は間隔 s (mm) および角度 θ (°) で配置される帯鉄筋の断面積(mm²)、 S'_h は帯鉄筋が負担するせん断力(N)、 S_{ca} はコンクリートが負担するせん断力(N)、 σ_{sa} は帯鉄筋の許容引張応力度(N/mm²)、 τ_{a2} はせん断補強鉄筋と共同して負担する場合のコンクリートの許容せん断応力度(N/mm²)である。

3. せん断力に対する抵抗機構と Ccb 工法の照査法

3.1 せん断力に対する RC 部材の抵抗機構

柱や梁などの RC 部材は、作用するせん断力に対して、斜めひび割れ面における骨材の噛み合わせ、圧縮域のコンクリートのせん断抵抗、軸方向鉄筋のダウエル作用、およびスターラップなどのせん断補強鉄筋が受け持つせん断力の4つの要因で抵抗している。荷重の増加と各せん

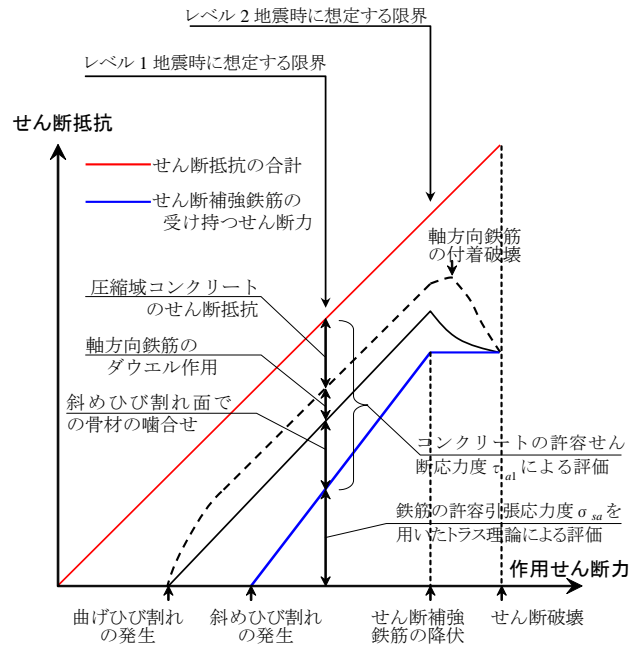


図-2 RC 部材に作用するせん断力とせん断抵抗の各要因の概念

断力の分担の概念^{5), 6)}を、図-2に示す。

4つの要因のバランスは、荷重とともに変化する。せん断補強鉄筋が降伏すると、せん断補強鉄筋の受け持つせん断力は増えずに、斜めひび割れ幅が増加するため骨材の噛み合わせによるせん断抵抗は減少する。さらに、ひび割れが軸方向鉄筋に沿って進展するとダウエル作用による抵抗力も減少する。

ここで、前述のせん断力に対する照査方法との関係を整理する。斜めひび割れが発生するまでは、せん断補強鉄筋の応力度の発生は極わずかである。斜めひび割れが発生すると、ひび割れを架橋しその開口に抵抗するためにせん断補強鉄筋の引張応力度が増加し始める。斜めひび割れ発生まではコンクリートのみでせん断力に抵抗するから、斜めひび割れ発生荷重はせん断力のコンクリート負担分に対応している。また、斜めひび割れ発生以降の荷重の増加に対しては、コンクリートのみによる抵抗分が保持されると仮定し、それ以外をトラス理論によりせん断補強鉄筋が負担すると仮定している。

レベル1地震動に対する照査では、想定するせん断力が、コンクリートの許容せん断応力度 τ_{a1} によるコンクリート負担分と鉄筋の許容引張応力度 σ_{sa} に相当するせん断補強鉄筋負担分の和よりも小さいことを確認する。またレベル2地震動に対する照査では、コンクリートによる抵抗分が保持されると仮定するため、コンクリート負担分はレベル1と同じ値であり、これに、鉄筋の規格降伏強度に相当するせん断補強鉄筋負担分を累加したせん断耐力が、想定するせん断力以下であることを確認

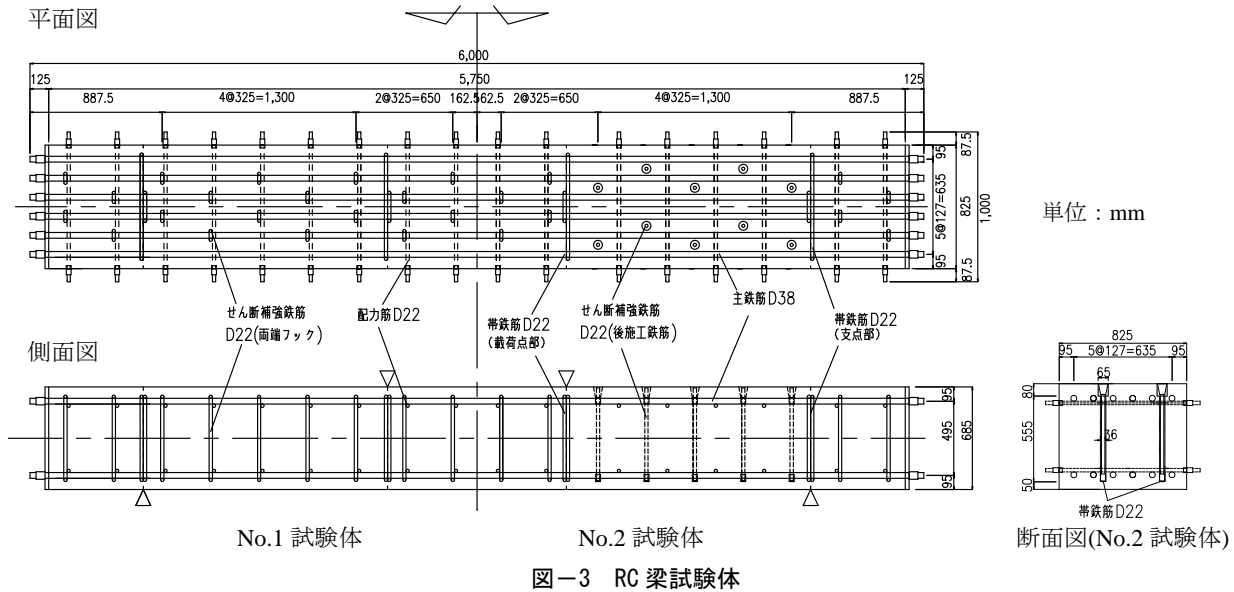


図-3 RC梁試験体

する。

3.2 既往の実験結果とその考察

(1) CCbにより補強された部材のせん断耐力評価法

CCbにより補強された部材のせん断耐力 V_{pyd} の算定は、後述する定着性能確認試験の結果とせん断破壊する諸元のRC梁試験体の交番載荷実験の結果に基づき、コンクリート標準示方書⁷⁾に準じて、以下のように求められることが確かめられている⁸⁾。

$$V_{pyd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{CCbd} \quad (7)$$

$$V_{CCbd} = \beta V_{awd} \quad (8)$$

$$\beta = 1 - \ell_y / 2s_{rb} \quad (9)$$

ここで、 V_{cd} はせん断補強鋼材のない部材により受け持たれるせん断耐力、 V_{sd} は既存のせん断補強鋼材により受け持たれるせん断耐力、 V_{awd} はCCbを通常のスターラップとみなして規格降伏強度を用いて計算されるせん断耐力、 β はCCbに対する有効率、 ℓ_y はCCbの先端側の定着長(鉄筋径の5倍)、 s_{rb} は補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔である。

(2) 既往の実験結果とレベル1地震時に関する考察

レベル1地震動は、供用期間中に発生する確率が高い地震動、あるいは再現期間が設計耐用期間中に数回生じるものと規定されている。実験は、破壊までに数サイクルの載荷履歴を経て、せん断破壊させているが、レベル1地震動に対しては、当然、破壊や鉄筋が降伏に至ることはない。

そこで、CCb工法の開発時に行われたRC梁の交番載荷実験のデータについて、最初のピーク荷重、すなわち、正方向の設計せん断耐力に達するまでの挙動について、まず荷重とせん断補強鉄筋の応力度について調べた。そ

表-1 試験体諸元

試験体名称	No.1	No.2
断面寸法 $b \times h$	825×625 mm	
せん断スパン長 a	1,640 mm	
せん断スパン比 a/d	2.79	
実験時のコンクリート圧縮強度 f'_c	33 N/mm ²	34 N/mm ²
せん断補強鉄筋の材質および端部定着体形状	SD345-D22 両端フック	SD345-D22 セラミック定着体
せん断補強鉄筋の配置間隔 s	325 mm	
せん断補強鉄筋比 p_w	0.29%	

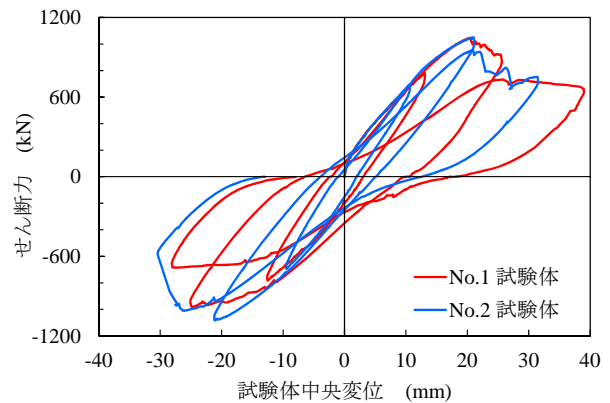
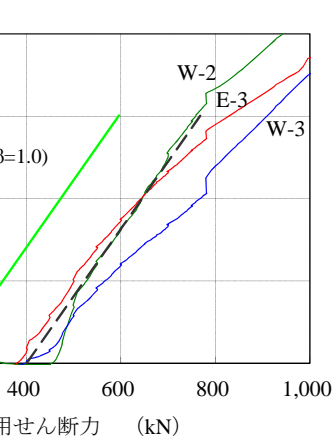
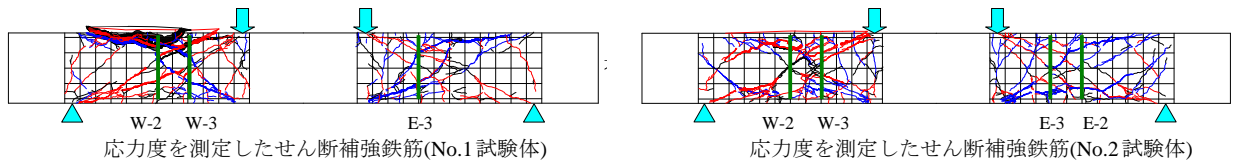


図-4 RC梁試験体の荷重-変位関係

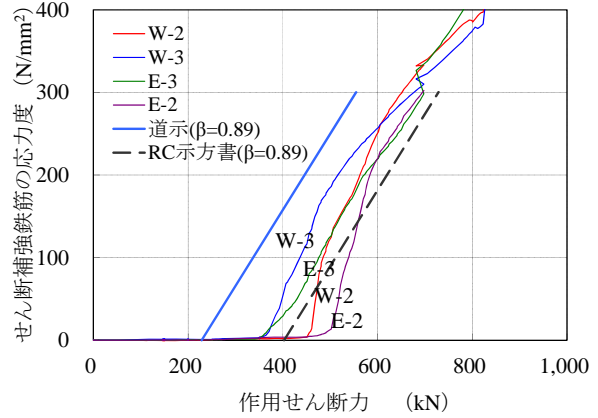
して、レベル1地震動に対する照査法を考えるために、載荷荷重からコンクリートの許容せん断応力度により負担されるせん断力を差し引いたせん断補強鉄筋が負担するせん断力に相当する応力度について考察した。

表-1に試験体の諸元を、図-3に梁試験体の配筋状況を示す^{3), 8)}。

一般に、せん断補強鉄筋を有する部材のせん断耐力の評価において、トラス作用以外で受け持たれるせん断力 S_c は、斜めひび割れ発生時のせん断力としている。そこ



(1) 試験体 No.1



(2) 試験体 No.2

図-5 実験における作用せん断力とせん断補強鉄筋の応力度の関係

で、 S_c を試験体における斜めひび割れ発生荷重の計算値 396 kN とし、通常の両端にフックのあるせん断補強鉄筋を配置した試験体 No.1 と CCB を配置した試験体 No.2 において、せん断補強鉄筋の応力度について整理する。

荷重したせん断力とせん断補強鉄筋の応力度の関係を、図-5 に示す。

両試験体において、せん断応力度が急増する作用せん断力はおおよそ 400 kN であると読み取れ、計算値 396 kN によく近似している。また、斜めひび割れ以降、せん断補強鉄筋の引張りひずみが増加しているが、その割合は、No.2 試験体の方がやや大きい。

図-5(1)には、斜めひび割れが 396 kN で発生した後、コンクリートが S_c の計算値 396 kN を負担し、残りのせん断力をせん断補強鉄筋が負担するとした場合、すなわち、以下の道路橋示方書のトラス理論による応力度を破線で示す。さらに、 S_c を道路橋示方書IV下部構造編⁹⁾に基づくコンクリートの許容せん断応力度 τ_{a1} に相当するせん断力とした場合の応力度を、実線で示す。必要断面積の算出式(3)より、せん断補強鉄筋の応力度 σ_s は、試験体 No.1 について以下ようになる。

$$\sigma_s = \frac{1.15S'_h s}{A_w d (\sin\theta + \cos\theta)} = \frac{1.15S'_h s}{A_w d} \quad (10)$$

CCB を配置した試験体 No.2 においては、 S_c が No.1 と同じと仮定すれば、有効に機能するせん断補強鉄筋量が No.1 よりも少ないために、同じ作用せん断力に対しては発生応力度が No.1 よりも大きくなり、No.1 よりも小さな作用せん断力で許容応力度に達すると解釈できる。そこで、式(7)のせん断耐力と同じ有効率 β を考慮し、応力

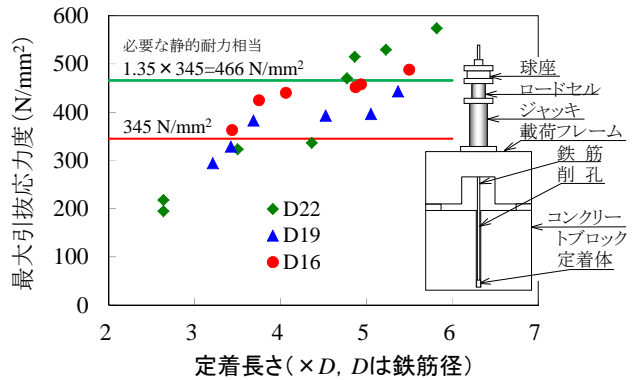


図-6 CCB 定着体の定着性能試験結果 (先端側定着体の定着長と引抜力の関係)⁸⁾

度を No.1 の $1/\beta$ 倍したものを、図-5(2)に示した。ここで、試験体 No.2 については $\beta=0.89$ である。

実験におけるせん断補強鉄筋の応力度はひずみゲージの値に鉄筋の弾性係数を 200 kN/mm^2 として算出したものである。歪ゲージの値は、測定位置がひび割れを横切る場合には鉄筋に発生している実際の応力度に相当した値となるが、実験においては測定位置が必ずしもひび割れの位置に一致しないから、測定値にはばらつきが生じる。また、ひずみゲージで見た斜めひび割れ発生荷重にも、多少のばらつきが伴う。こうした点を考慮すれば、両試験体の測定値は概ね同じ挙動を示しており、有効率 β を考慮して算出した値は、実際のせん断補強鉄筋の挙動を概ね表現しているといえる。また、道路橋示方書の許容せん断応力度 τ_{a1} に相当するせん断力 S_c を用いた場合は、せん断補強鉄筋に発生する応力度を、十分安全側に評価している。

以上のことから、レベル1地震動に対する照査、すな

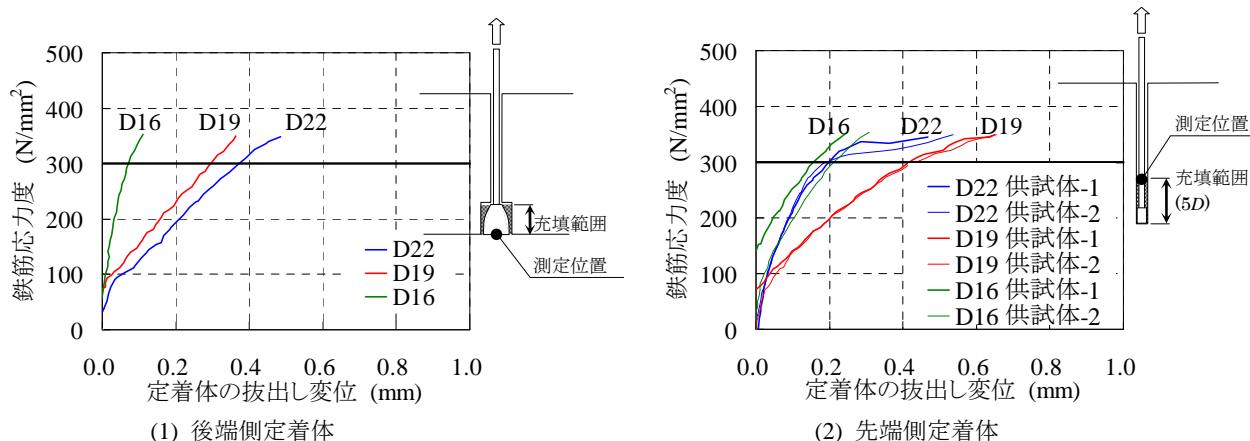


図-7 Ccb 定着体の拔出し変位

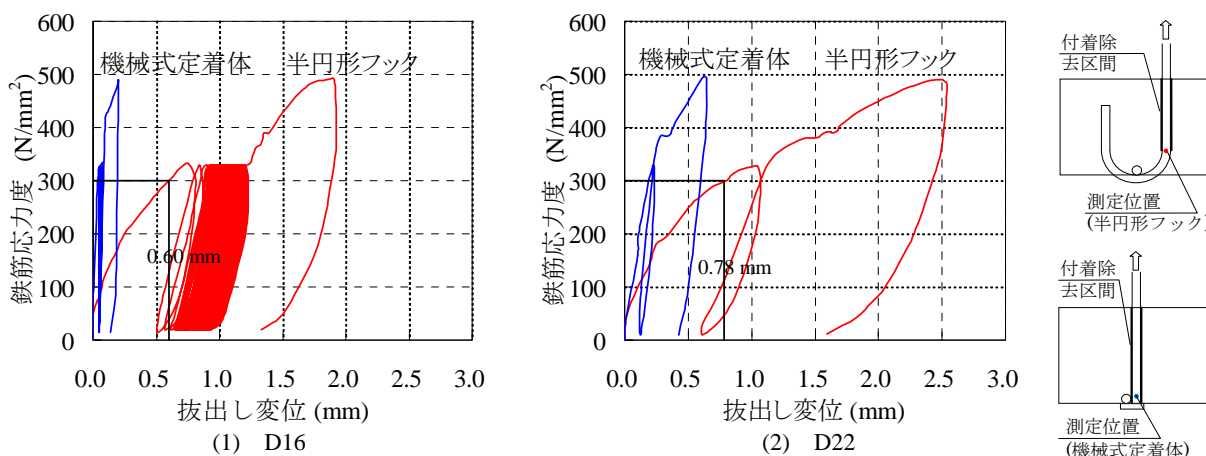


図-8 既往の定着性能試験による拔出し変位(D16, D22)¹⁰⁾

わち、せん断補強鉄筋の必要量の算出においては、通常のせん断補強鉄筋の必要断面積の算出式(3)を、式(9)の有効率 β を考慮して $1/\beta$ 倍することとする。

4. セラミック定着体の定着性能

CCb 工法の開発においては、コンクリートブロックの削孔内に先端側または後端側定着体を配置し、グラウトで埋設して鉄筋を引き抜いた定着性能確認試験を行っている^{3), 8)}。そこで確認した定着性能とは、レベル2地震動に対するせん断耐力への寄与を確認するために、せん断補強鉄筋の降伏強度までの静的耐力が発揮できることであった。

レベル1地震動に対しては、地震時の割増しを考慮した鉄筋の許容応力度(SD345において、 $1.5 \times 200 \text{ N/mm}^2 = 300 \text{ N/mm}^2$)まで強度を発揮することはもちろんであるが、その応力度での状態がレベル1地震動に対する性能として十分であるかを確認する必要がある。

そこで、ここでは、図-6に示したCCbの定着性能確認試験のデータを荷重と拔出し変位の関係について再整理し、これを標準フックの定着性能試験と比較するこ

とにより、CCbのレベル1地震動に対する性能を考察することとした。

既往の各種の機械式定着体の開発¹⁰⁾においては性能確認として引抜試験が行われており、この際、評価基準となる通常の半円形フックを引き抜いた結果が得られている。そこで、これらを図-7に示したCCbの引抜き試験結果と比較する。ここで、後端側定着体はセラミック定着体の後端から定着体の高さの範囲をグラウト充填したものであり、先端側定着体はセラミック定着体の先端から5D(Dは鉄筋径)の範囲を充填したものである。また、コンクリートの強度はいずれも呼び強度 24 N/mm^2 である。

CCbの先端側定着体の鉄筋応力度が 300 N/mm^2 までの拔出し変位は、図-7(2)に示すように、D16では 0.2 mm 、D19では 0.45 mm 、D22では 0.2 mm の拔出し量であった。また、後端側については、図-6(1)に示すように、D16では 0.07 mm 、D19では 0.30 mm 、D22では 0.37 mm の拔出し量であった。

これに対し、半円形フックは、規格降伏強度の1.35倍の応力度(466 N/mm^2)まで定着破壊することはないもの

の、 300 N/mm^2 での拔出し変位は、D16で 0.60 mm (図-8(1))、D22で 0.78 mm (図-8(2))であった。よって、CCbはいずれの鉄筋径においても、先端側・後端側定着体とも、鉄筋応力度が 300 N/mm^2 までの拔出し変位は、半円形フックのそれよりも小さい。

以上のことから、CCbの先端側定着体は、必ずしも鉄筋の破断強度までの定着性能を保証するものではないが、レベル1地震時の許容応力度までの性能は半円形フックと同程度であるといえる。また、CCbの後端側定着体は、セラミック定着体が埋設される拡径削孔部分のみにグラウトを充填した状態で、鉄筋の破断強度までの静的耐力が確保できており、拔出し変位も半円形フックより小さい。よって、鉄筋の許容応力度相当において、フックと同等といえる。

5. レベル1地震後の耐久性について

レベル1地震動に対する性能としては、各規準により表現は異なるが、一般に、健全な機能を損なわないこと、あるいは地震後に補修をしないで使用が可能であることとされており、残留ひび割れ幅などの耐久性に関する性能が求められる。

設計で想定するレベル1地震動に対しては、鉄筋が降伏しないように設計されているので、耐久性上問題となるような残留ひび割れが生じることはないと考えられる。通常の部材においては、せん断補強鉄筋の発生応力度を許容応力度以下とすることにより、これを照査している。CCb工法に対して、残留ひび割れ幅などを直接照査することはできないが、前述の通り、CCbの定着性能はレベル1地震時に許容する鉄筋応力度以下においては、半円形フックと同等であるから、残留ひび割れ幅についても半円形フックと同程度以下であると考えられる。

したがって、CCb工法により耐震補強した構造物においては、レベル1地震後の耐久性についても、通常のスーラップを用いた部材と概ね同等と推測できる。

6. ま と め

CCb工法の開発において行ったRC梁の交番載荷試験のデータを、レベル1地震動に対する性能の観点から見直した。また、せん断補強鉄筋の許容応力度レベルにおける定着性能について半円形フックとの比較を行った。その結果、CCb工法のレベル1地震動に対する設計法と

して、以下のことが明らかとなった。

- (1) 必要鉄筋量の算出においては、式(3)に示した通常の算出式から求まる値を、式(9)と同じ後施工のせん断補強鉄筋の有効率 β で除した値とすることができる。
- (2) 上記の必要量でCCbの配置を決定すれば、レベル1地震時に発生する鉄筋およびコンクリートの応力度を許容応力度以下とすることができる。また、CCb定着体の拔出しは、許容応力度相当において半円形フックと同等であると言えることから、地震後の耐久性についても、通常のスーラップを用いた部材と概ね同等と推測できる。

参考文献

- 1) (財)海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，2005.4
- 2) 社団法人日本下水道協会 国土交通省都市・地域整備局下水道部：下水道地震対策緊急整備計画策定の手引き(案)，2006.4
- 3) 曾我部直樹，山野辺慎一，金光嘉久，植田政明：セラミック定着型鉄筋を用いた地下構造物の耐震補強工法，日本コンクリート工学協会，性能指向型耐震補強研究委員会報告書論文集，pp.459-466，2010.12
- 4) 長谷川裕介，植田政明，豊田要，佐貫武，山野辺慎一：セラミック定着型せん断補強筋による下水道施設の耐震補強，第23回構造物の診断と補修に関する技術・研究発表会論文集，(社)日本構造物診断技術協会，pp.17-22，2011.10
- 5) ACI-ASCE Committee 426, ASCE Structural Division, Vol.99, No.ST6, pp.1091-1187, June.1973
- 6) 吉川弘道：鉄筋コンクリートの解析と設計—限界状態設計法と性能設計法—，丸善株式会社，2004
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編 2007 制定，2008.3
- 8) (財)土木研究センター：建設技術審査証明報告書(建技書証 第0811号) 後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋「セラミックキャップバー(CCb)」，2010.5
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編，2002.3
- 10) (財)土木研究センター：建設技術審査証明報告書(建技書証 第0406号) プレート定着型せん断補強鉄筋「Jフットバー」，2005.9