

炭素繊維貼付けによる既存部材の補強に関する研究（その4）

— 炭素繊維シートで補強されたRC梁の設計法 —

萩尾 浩也 勝俣 英雄
木村 耕三

A Study on Strengthening with Carbon Fiber of Existing Reinforced Concrete Structures(Part 4)

— A Design method of RC Beams Retrofitted by Carbon Fiber Sheets —

Hiroya Hagio Hideo Katsumata
Kohzo Kimura

Abstract

This paper describes a retrofitting and design method of existing beams with carbon fiber sheets. There are various retrofitting methods with differences in anchoring details of carbon fiber sheets. The technique of anchoring carbon fiber sheets to the sides of the beam with steel flat plates and bolts is in great demand because it has the least restriction in construction among the various retrofitting methods. Design of the side-anchoring type consists of structural design to calculate the amount of carbon fiber sheets and anchoring design to fix the sheets. The concept of the structural design is to make flexural failure precede shear failure, bonded failure or sliding failure at the joint of the slab and beam. The principle of the anchoring design is to prevent anchoring failure prior to a break of carbon fiber sheets. Equations for calculating the strength of each failure type are proposed using a macroscopic model based on the concept of the arch action and the truss mechanism consisting of two regions. The validity of the proposed equations is demonstrated through comparisons of calculated strengths with experimental ones.

概 要

本報では、炭素繊維シートを用いた既存梁の補強方法とその設計法について述べる。補強方法については、炭素繊維シートの定着方法の違いによりいくつかの方法があるが、炭素繊維シートをフラットバーと定着ボルトを用いて梁側面に定着させる方法は、施工上の制約が最も少ないので、需要が多い。この側面定着型の設計は、炭素繊維シートの量を算定する部材設計と、炭素繊維の定着設計から構成される。部材設計の方針は、原則として曲げ破壊が、せん断破壊、付着破壊および梁とスラブの境界ではだ別れするような分離破壊より先行することである。定着設計の方針は、原則としてシート破断が定着部破壊よりも先行することである。また各破壊形式の耐力を、アーチ機構と二つの領域から構成されるトラス機構によるマクロモデルにより算出する方法を提案し、既往の実験結果と比較して、その妥当性を確認した。

1. はじめに

最近、建築物の耐震診断¹⁾の3次診断におけるせん断梁支配型柱を曲げ梁支配型柱への改善手法を求められる機会が増加している。従来の技術であるRC巻き立て工法は、型枠の設置等により工期が長くなり、コストアップにつながりやすいため、炭素繊維を用いた柱の補強方法の梁への適用拡大が望まれていた。しかし梁にはスラブが付いているために、炭素繊維シート（以下、CFRPと略す）の定着を考慮した施工手法が必要とされる²⁾。そこで梁全体を覆う全閉鎖型と、スラブ下で定着を行う側面定着型を考案した。特に側面定着型は、施工階が上下階にまたがらないため、居ながら施工という面で非常に有利である。また補強を必要とする建物は、柱主筋は丸鋼を

使用していても、梁主筋は異形であることが多い傾向にある。これらより、異形主筋における側面定着型の需要が最も多いと推測される。しかし、側面定着型の補強方法では、全閉鎖型よりもせん断耐力が僅かながら低い傾向や、せん断破壊の他にスラブと梁の境界ではだ別れするような分離破壊が報告されており²⁾、その力学的挙動を解明した上での設計手法が求められている。そこで、各種破壊形式に対して、共通して使用することができるアーチ機構と2段の領域からなるトラス機構を用いたマクロモデルをもとに、各種耐力式の検討を行った。さらに既往の実験値と比較し、側面定着型の設計法の妥当性を検討したので報告する。さらに定着設計を行うためのモデル等により、その設計方法についても報告する。

2. 補強概要

CFRPを用いた梁の補強概要をFig. 1に示す。その補強方法は、CFRPの定着方法の違いにより大きく2種類に分けられる。一つは、CFRPをスラブ上に定着させる全閉鎖型で、もう一つは、梁側面に定着させる側面定着型である。後者は、作業領域が当該フロアのみで完結するので、施工時において有利である。この側面定着型には、定着ボルトがあと施工アンカーである側面アンカー型と定着ボルトが貫通形式となっている側面貫通型がある。

3. 設計

3.1 設計方針

部材の設計方針は、曲げ破壊先行とする。つまり、(1)式で示されるようにせん断破壊耐力(Q_{su})、付着破壊耐力(Q_{bu})、および分離破壊耐力(Q_{sp})に対して、曲げ破壊時のせん断力(Q_{mu})が小さくなるようにする。側面定着型に特有でなじみが少ない破壊形式もあるので、Fig. 2に各種破壊の概念図を示した。各耐力式は後述の各節を参照されたい。

$$Q_{mu} < \min(Q_{su}, Q_{bu}, Q_{sp}) \quad \dots \dots \dots (1)$$

定着部の設計方針は、定着部の破壊がCFRPの破断よりも先行しないようにする。

3.2 材料強度

既存部分の鉄筋とコンクリートの強度や弾性係数は補強対象となる建築物の調査に基づいて定める。特にコンクリート強度に関しては、コンクリートコア調査による結果を使用するのが望ましい。特記なき場合は「耐震診断基準」が定める値とする。つまり異形鉄筋は降伏点応力に500kgf/cm²を加えた値とするが、最終的には改修設計者の工学的判断によるものとする。CFRPは有効引張強度として20,000kgf/cm²とし、基準引張弾性係数は2.1×10⁶kgf/cm²とする。

3.3 曲げ耐力時のせん断力の算出

CFRPで補強された梁の曲げ終局時のせん断力は、梁の曲げ終局耐力 M_u と鉛直荷重によるせん断力 Q_0 を基に(2)式により算出する。上端引張の時の引張主筋の算定には、梁の上端筋とRC規準³⁾に示された有効幅内のスラブ筋のうち、有効な定着がなされているものも含む。

$$Q_{mu} = (d_n M_u + u_p M_u) / L_0 + Q_0 \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$d_n M_u = 0.9 \cdot a_c \cdot \sigma_y \cdot d$$

$$u_p M_u = 0.9 (a_t \cdot \sigma_y + a_{ts} \cdot \sigma_{ys}) \cdot d$$

$d_n M_u, u_p M_u$: 下端および上端引張時の曲げ耐力

a_c, a_t : 梁の下端, 上端主筋の断面積

a_{ts} : 有効な定着がなされているスラブ筋断面積

σ_y, σ_{ys} : 梁の主筋, スラブ筋の降伏強度

d, L_0, Q_0 : 有効せい, 内法スパン, 長期せん断力

3.4 せん断耐力の算出

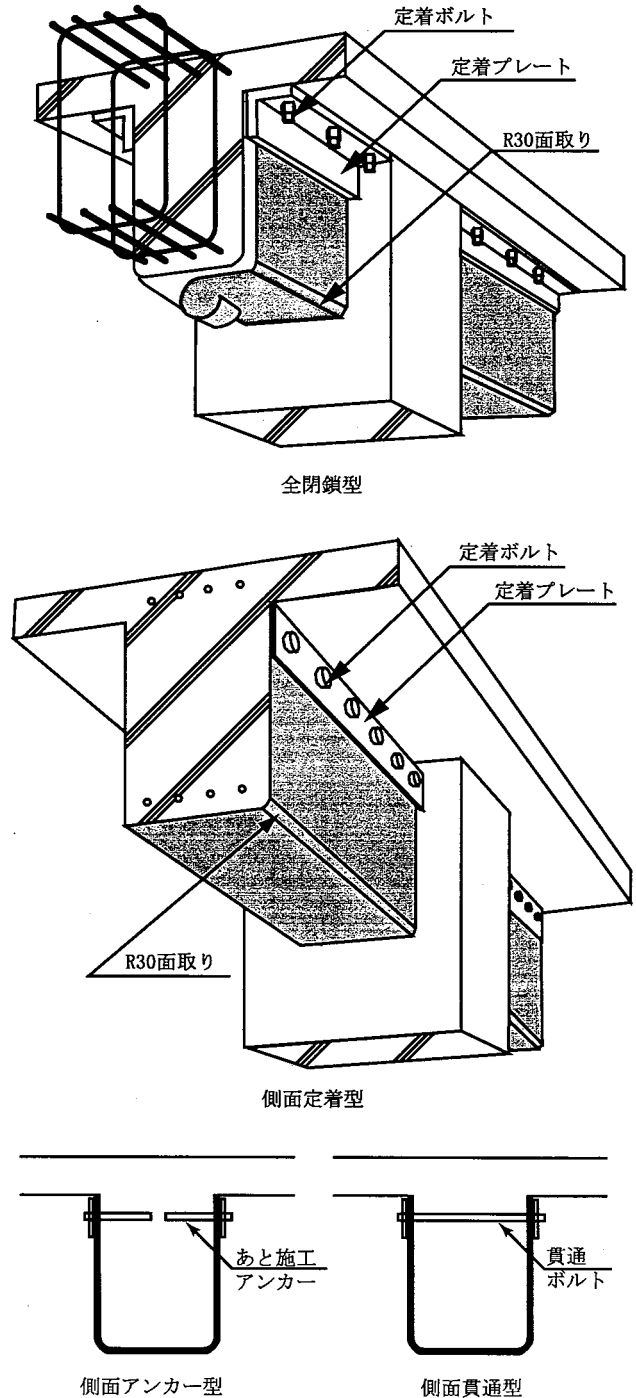


Fig.1 梁の補強概要
Seismic retrofit for beams

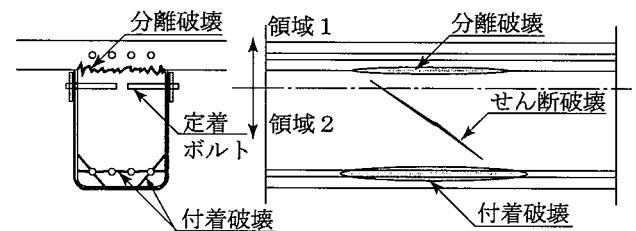


Fig.2 CFRPで補強された梁の破壊概念図
Failures of seismic retrofit for beams

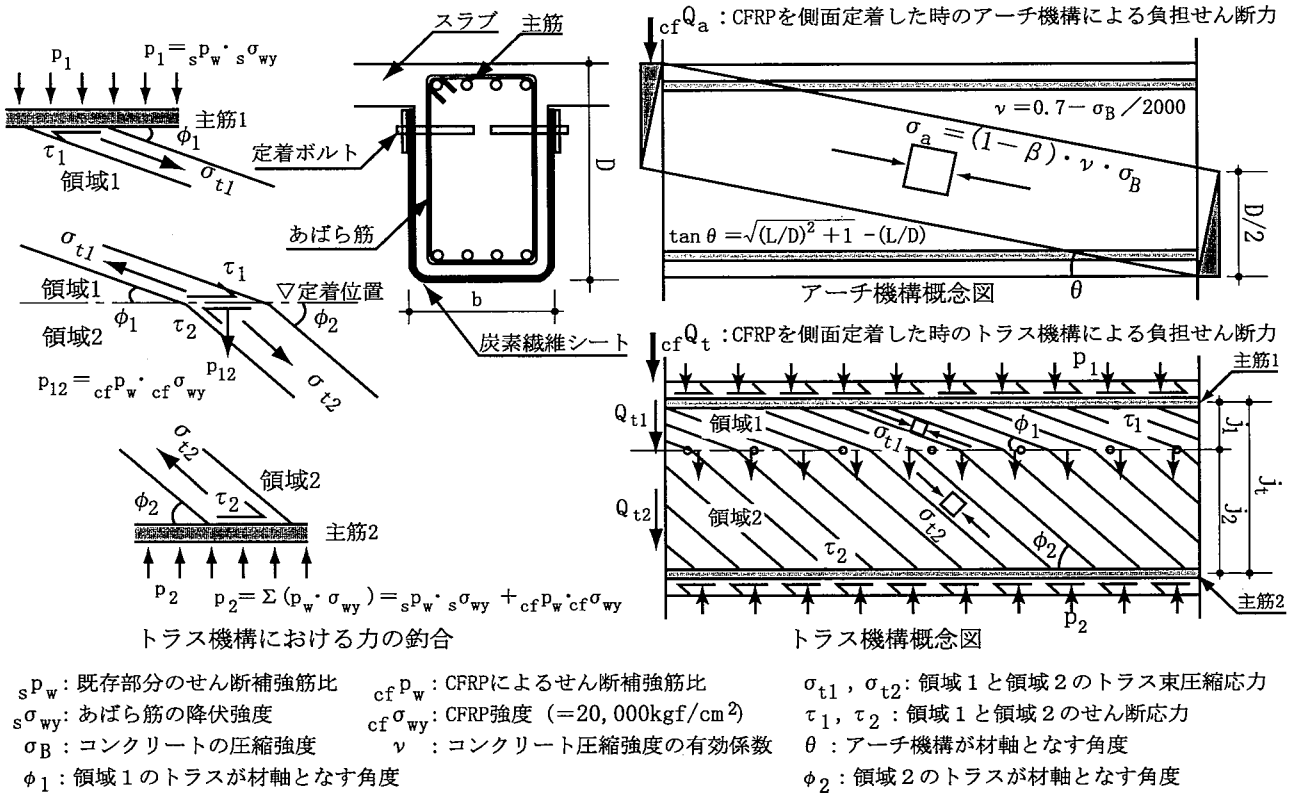


Fig. 3 アーチ機構とトラス機構

Arch mechanism and truss mechanism of the retrofitted beam

CFRPで補強された梁のせん断耐力は、Fig. 3に示すようなアーチ機構とトラス機構を仮定⁴⁾し、塑性理論の下界定理に基づいて、下記の条件により算定する。

- 1) 外力が釣合うこと
- 2) 既存のせん断補強筋が $s \sigma_{wy}$ に、CFRPが $cf \sigma_{wy}$ に達していること
- 3) トラス機構とアーチ機構のコンクリートの圧縮応力の和が、コンクリートの有効圧縮強度に達しているか、またはそれより小さいこと。

アーチ機構は、Fig. 2に示すようにせん断補強筋の寄与がない終局強度型設計指針⁴⁾と同じ応力場を仮定した。したがって、アーチ機構におけるせん断力 Q_a は、(3)式で示される。

$$Q_a = \sigma_a \cdot b \cdot D \cdot \tan \theta / 2 \quad \dots \dots \dots (3)$$

なお式中の記号については、Fig. 3を参照されたい。

一方トラス機構は、側面定着型補強の場合、上下主筋を囲うようにせん断補強がなされていないため、終局強度型設計指針のトラス機構のように、応力を直接的に主筋から主筋に伝達できない。そこで本論文では側面定着型補強のトラス機構をFig. 3に示す側面定着部で折れ曲がる応力場を基に定めることとした。本トラス機構も一樣な応力場を形成するが、側面定着部にてトラスの角度が変わることが特徴である。なお、用いる仮定は、終局強度型設計指針と同様に主筋が無限に強いことと、定着プレートは軸方向力を負担しないことである。また、実験結果より領域2におけるトラス機構のストラットの材軸となす角度 ϕ_2 を45度とし、破断したCFRPのひずみから、 $cf \sigma_{wy}$ を20,000kgf/cm²とした。これらの仮定により、

トラス機構におけるせん断力 Q_t は(4)式となる。

$$Q_t = b \cdot j_t \cdot \sum (p_w \cdot \sigma_{wy}) \quad \dots \dots \dots (4)$$

本トラス機構は2つの領域から成るため、条件3)のトラス機構のコンクリートの圧縮応力が2つ存在することになる。しかし定着ボルト芯位置がスラブ間際まで来ることにより、領域1はスラブがそのほとんどを占め、残りも定着プレートにより囲まれた領域となり、領域2より領域1は破壊しにくいことと、この領域1では3.4節で述べる分離破壊が支配的であることから判断して、条件3)のトラス機構のコンクリートの圧縮応力は領域2のコンクリートの圧縮応力とした。したがってシートで補強された梁のせん断強度は、アーチ機構の負担分(3)とトラス機構の負担分(4)を加えることによって、(5)式によって示すことができる。(5)式の内、特記なき記号はFig. 3による。

$$Q_{su} = b \cdot j_t \cdot \sum (p_w \cdot \sigma_{wy}) + (1 - \beta_{su}) \cdot \nu \cdot \sigma_B \cdot b \cdot D \cdot \tan \theta / 2 \quad \dots \dots (5)$$

ここに、 $\beta_{su} = 2 \cdot \sum (p_w \cdot \sigma_{wy}) / (\nu \cdot \sigma_B)$
 Fig. 4に、本設計で算定したせん断耐力 Q_{su} との実験値^{2), 5)~11)}の比較を示す。この図の縦軸は試験体の最大耐力 Q_{max} を3.3節の曲げ耐力時のせん断力 Q_{Mu} で除して無次元化した値を、横軸は本節のせん断耐力 Q_{su} を3.3節の曲げ耐力時のせん断力 Q_{Mu} で除して無次元化した値としている。Fig. 4で危険側の評価となったCFRP剥離試験体は、適切な定着がなされていない、または定着をしていない試験体であるので、最大耐力がCFRPの剥離とともにせん断破壊している。つまり、本設計が要求するCFRPの強度を發揮せぬまま剥離したため、(5)式の耐力まで達しなかった

と判断した。また危険側の評価となった分離破壊については、3.5節で評価を行う。したがって、これらより本せん断耐力式の妥当性が確認されたと判断した。

3.5 分離耐力式

分離破壊は領域1のスラブと梁の境界面で生じ、破壊状況から判断すると、その境界面での直接せん断破壊のように境界面で材軸とほぼ平行にひび割れが貫通した後に、次第にスラブと梁が分離していくものと考えられる。もともとこの境界面には既存あばら筋しかなく、危険断面と考えられ、その境界部分のせん断応力に限界があると判断した。そのような破壊状況から、3.4節のせん断耐力式と同じ応力場において、分離耐力時における領域1のせん断応力 τ_1 が、Birkland¹²⁾の直接せん断強度式で制限されると仮定した。そのBirklandの式にはすべり方向と直交方向の応力の項があるが、梁への適用を考えて、ここでは鉛直方向の寄与は0とした。またせん断補強筋量は、Fig. 2における領域1の既存せん断補強筋量 $p_w \cdot s_w \cdot \sigma_w$ を用いた。その結果、その分離応力 τ_{sp} は(6)式で示される。

$$\tau_{sp} = 8.88 \sqrt{(p_w \cdot s_w \cdot \sigma_w)} \quad (\text{kgf/cm}^2) \dots \dots (6)$$

分離耐力時における領域1のせん断応力 τ_1 を、(6)式で制限されると仮定することにより、力の釣合いから領域2のせん断応力 τ_2 も制限されることになる。本トラス機構では、領域1のせん断応力 τ_1 と領域2のせん断応力 τ_2 が等しくなるので、結局 $\tau_2 = \tau_{sp}$ となる。なお、分離耐力式も下界定理に基づいているので、最もアーチ作用によるせん断力が大きくなるように、つまりトラス作用に使われるコンクリート強度が小さくなるように、 $\cot \phi_2 = 1$ とした。その結果、分離耐力式は、(7)式で示される。(7)式の内、特記なき記号はFig. 3による。

$$Q_{sp} = b \cdot j_t \cdot \tau_{sp} + (1 - \beta_{sp}) \cdot \nu \cdot \sigma_B \cdot b \cdot D \cdot \tan \theta / 2 \dots \dots (7)$$

ここに、 $\beta_{sp} = 2 \cdot \tau_{sp} / (\nu \cdot \sigma_B)$

Fig. 5に、本設計で算定したせん断耐力 Q_{sp} と実験値^{2,7,8,10,11)}の比較を示す。この図の縦軸および横軸の無次元化は、せん断力の評価の場合と同じである。このFig. 5によれば、分離破壊とされた耐力を(7)式でほぼ評価できたと考えられる。

3.6 付着耐力式

本工法で補強された梁の設計用付着耐力は、新たに設けるせん断補強用のCFRPをあばら筋の効果と同等として算出することとする。その付着耐力は基本的に終局強度型設計指針に準拠し、トラス作用が付着強度で制限されると考えて定めることとした。

実際の耐震改修工事の経験から、対象となる既存梁の主筋量は一般的に小さく、付着破壊するケースはかなり少ない。また仮に付着破壊を起こしても、かぶりコンクリートはCFRPシートが拘束しているため剥落しにくいものと推測されるので、耐力低下は顕著ではない。ただし、短スパン梁では付着応力が厳しくなるため、付着で耐力

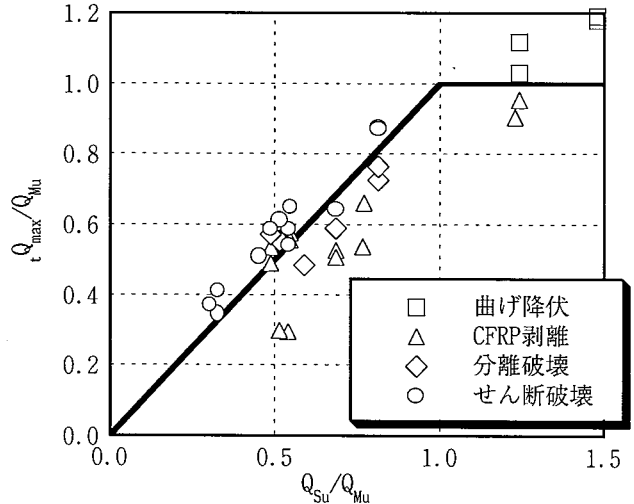


Fig. 4 せん断耐力の評価
Evaluation of the shear strength

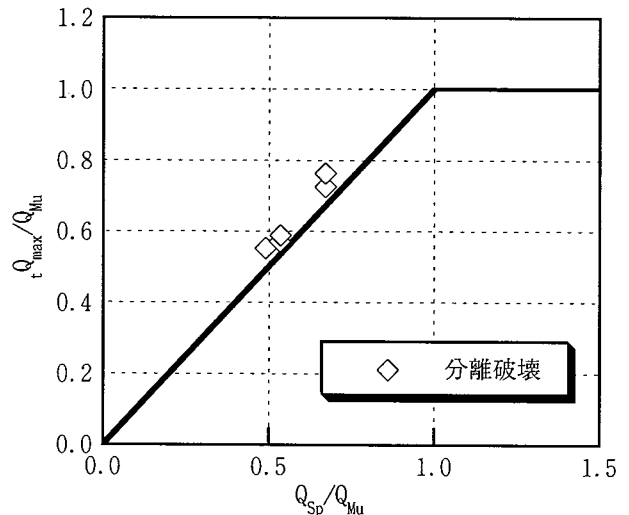


Fig. 5 分離耐力の評価
Evaluation of the sliding strength

が決まる可能性があり、付着耐力を評価する必要がある。梁においては一般に、スラブが取り付けられている。これにより上端主筋の付着強度に対しては、次のような有利な点が考えられる。

- 1) 靱性保証型設計指針¹⁴⁾によれば、スラブ付きの梁がトラス機構を形成するときの圧縮領域は、矩形断面における圧縮領域と比較してかなり広がりをもつことが示されている。したがってもし付着破壊が生じても、圧縮領域が広いことからコンクリートの圧縮応力の増加に十分に耐えられ耐力低下につながりにくい。
- 2) コーナースプリットおよびサイドスプリットにおける割裂線長さが下端主筋と比較してかなり長い。

反対に、上端主筋は下端主筋よりも付着強度が低いという不利な点を有するが、前述の有利な点を考慮すればその欠点をカバーして余りあるとし、下端主筋より先に上端主筋は、付着破壊しないと仮定した。更に上端主筋はFig. 3の応力伝達機構のトラス機構において領域1に存

在し、この領域では3.5節でいう分離破壊が支配的であると考えられる。

本付着耐力は基本的に終局強度型設計指針に準拠し、トラス作用が付着強度で制限されると考えて定めることとしている。よってトラス機構における付着耐力 Q_{Bu} は、(8)式となる。

$$Q_{Bu} = \tau_{Bu} \cdot j_t \cdot \Sigma \psi \quad \dots \dots \dots (8)$$

$\Sigma \psi$: 主筋の周長和 (cm)

(8)式の τ_{Bu} の算出方法は、文献14を参考にした。この時のトラス機構のコンクリート応力は、 $\sigma_t = 2 \cdot \tau_{Bu} \cdot \Sigma \psi / (b \cdot \sin 2\phi_2)$ となる。この時のアーチ機構におけるコンクリート応力 σ_a は、 $\nu \cdot \sigma_B - \sigma_t$ となるため、アーチ機構における付着耐力 Q_{Bu} は、(9)式となる。

$$Q_{Bu} = 0.5 \cdot b \cdot D \cdot \tan \theta \cdot (\nu \cdot \sigma_B - 2 \cdot \tau_{Bu} \cdot \Sigma \psi / (b \cdot \sin 2\phi_2)) \quad \dots \dots (9)$$

本付着耐力も下界定理に基づいているので、 ϕ_2 は付着耐力が最大となる45度とする。つまり付着強度時における付着耐力は、トラス機構の付着耐力である(8)式とアーチ機構の付着耐力である(9)式の和となり、(10)式となる。(9)式の内、特記なき記号はFig. 3による。

$$Q_{Bu} = \tau_{Bu} \cdot j_t \cdot \Sigma \psi + (1 - \beta_{Bu}) \cdot \nu \cdot \sigma_B \cdot b \cdot D \cdot \tan \theta / 2 \quad \dots \dots (10)$$

ここに、 $\beta_{Bu} = 2 \cdot \tau_{Bu} \cdot \Sigma \psi / \{ b \cdot (\nu \cdot \sigma_B) \}$

CFRP補強された梁部材が付着破壊した論文は、著者が調べた限りでは見当たらないが、同じCFRP補強でも柱の実験では一例報告¹⁴⁾がある。よって柱の実験ではあるが、軸力の影響はほとんどないとして、その実験値と付着耐力の計算値を比較してみた。また側面定着型補強の場合と柱のCFRP補強を比較した場合、柱の補強の場合は完全閉鎖型の補強となるのに対して、側面定着型補強の場合完全閉鎖型の補強とならない違いがある。しかし、梁の付着破壊は梁の下端筋でのみ生じうるとしているため、側面定着型であろうとも、付着破壊が起こりうる梁の下側半分とCFRP補強の柱半分を比較すると、付着破壊時の機構に大差ないと判断した。Fig. 6に、本設計で算定した付着耐力 Q_{Bu} との実験値の比較を示す。この図の縦軸および横軸の無次元化は、せん断力の評価の場合と同じである。その時に使用した柱の終局曲げモーメントは、RC規準の付録の略算式によった。このFig. 6によれば、試験体数が少ないものの、本設計の(10)式による付着耐力が妥当であると判断した。

3.7 定着部の設計

定着部の設計用応力の算定に際しては、応力伝達経路を明確にしておく必要がある。そこで応力伝達経路として、地震力によりせん断補強筋であるCFRPが伸び、その力が定着プレートに伝達され、最終的に定着ボルトで反力を取ると想定する。その定着プレートには、外力としてCFRPからの力が等分布荷重として作用しているものと仮定する。更に、算定上の簡便さと設計上安全側になるように考慮して、Fig. 7に示すような定着ボルトのピッチをスパン長とする両端単純支持とするモデル化で、定着用プレートの設計用応力が算定できるものとした。実際のCFRPシートからの荷重の分布形状は、定着ボルト位置を最大とする曲線的な形状と推察されるが、計算の簡略化のために矩形の等分布とした。この等分布荷重は、CFRPシートの破断が先行するように作用しうる最大荷重を設定する。つまり、梁部材の設計用せん断耐力時に使用したCFRPシートの設計用せん断補強筋強度と同じ強度 $\sigma_{cf} = 20,000 \text{ kgf/cm}^2$ を基にする。よって定着プレートの設計用曲げモーメントおよび設計用せん断力は、それぞれ(11)および(12)式による。

$${}_dM_{pl} = n_{cf} \cdot t_{cf} \cdot \sigma_{cf} \cdot b_x^2 / 8 \quad \dots \dots \dots (11)$$

$${}_dQ_{pl} = n_{cf} \cdot t_{cf} \cdot \sigma_{cf} \cdot b_x / 2 \quad \dots \dots \dots (12)$$

${}_dM_{pl}$: 定着プレートの設計用曲げモーメント (kgf·cm)

${}_dQ_{pl}$: 定着プレートの設計用せん断力 (kgf)

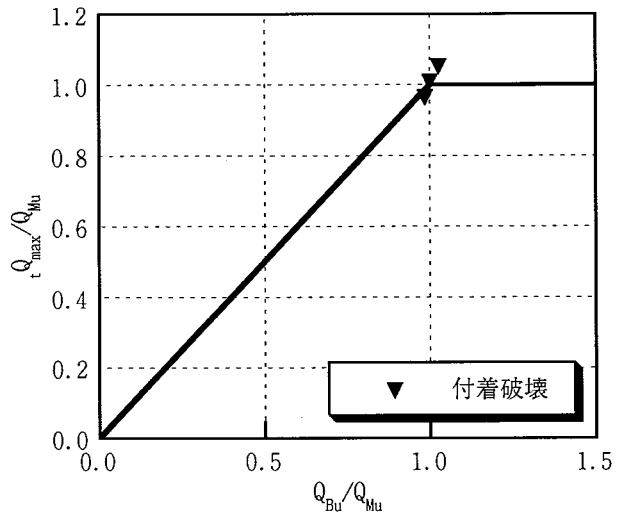


Fig. 6 付着耐力の評価

Evaluation of the bonded strength

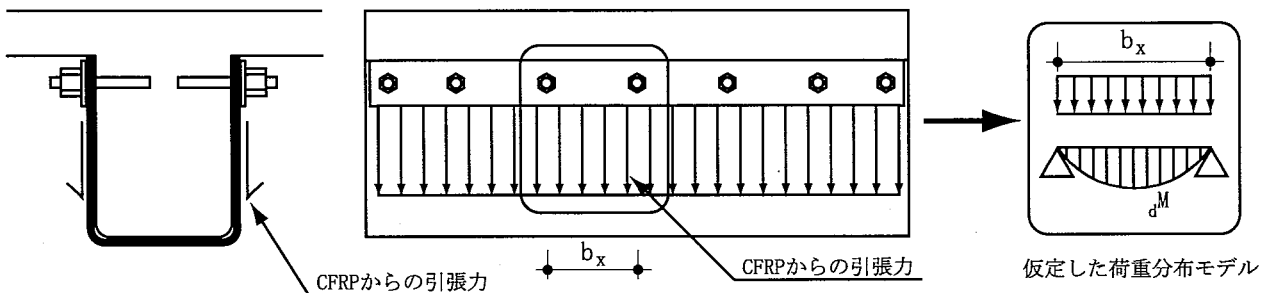


Fig. 7 定着部の設計モデル

Model for the design of anchoring part

- n_{cf} : CFRPの層数
- t_{cf} : CFRP厚さ (cm)
- b_x : 定着ボルトのピッチ (cm)
- σ_{cf} : 定着用CFRP強度 (kgf/cm²)

$\sigma_{cf} = 20,000 \text{ kgf/cm}^2$ とする。

一方、定着ボルトの設計用荷重は、定着プレートの反力が外力として作用すると考えて算定を行う。定着ボルトの両サイドからせん断力が加わることを考慮すれば、定着ボルトの設計用荷重は、定着プレートの設計用せん断力の2倍となり、(13)式で得られるものとした。

$$d_s S = 2 \cdot Q_{dpl} = n_{cf} \cdot t_{cf} \cdot b_x \cdot \sigma_{cf} \quad \dots \dots \dots (13)$$

定着プレートの設計は、(11)と(12)式で求めた設計用外力に対し、(14)式を満足するように、つまり降伏しないように行う。Fig. 7のモデルでは、定着プレートの同じ箇所ですせん断力と曲げモーメントが最大となることはないが、定着プレートは、安全側になるようにそれぞれの最大値を用いて、降伏条件とするMisesの条件で設計することとした。

$$p_L \sigma_f^2 + 3 \cdot p_L \tau^2 \leq p_L \sigma_y^2 \quad \dots \dots \dots (14)$$

$p_L \tau = 1.5 \cdot Q_{dpl} / p_L A$: 定着プレートの最大せん断応力 (kgf/cm²)

$p_L A$: 定着プレートの断面積 (cm²)

$p_L \sigma_f = M_{dpl} / p_L Z$: 定着プレートの曲げ最大応力 (kgf/cm²)

$p_L Z$: 定着プレートの断面係数 (cm³)

$p_L \sigma_y$: 定着プレートの降伏応力 (kgf/cm²)

側面定着型の定着ボルトは、(13)式で求めた設計用荷重に対して、ボルトのせん断降伏またはコンクリートの支圧破壊が起きないように行う。つまり、(15)式を満足するようにする。

$$d_s S \leq \min(a_{an} \cdot a_{an} \cdot \sigma_y / \sqrt{3}, 0.4 a_{an} \cdot \sqrt{\sigma_B \cdot E_c}) \quad \dots \dots (15)$$

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (kgf/cm²)

a_{an} : ボルトの断面積 (cm²)

$a_{an} \sigma_y$: ボルトの降伏強度 (kgf/cm²)

なおコンクリートの支圧破壊式は、耐震改修設計指針¹⁰⁾に従った。また側面アンカー型は、定着ボルトにあと施工アンカーを使用するが、本補強で使用できるあと施工アンカーは、樹脂系のアンカーとし、既存躯体と一体化が図られるアンカーとする。特にアンカーの打設が梁側面になるので、注入型では完全硬化までに液だれして空隙ができる可能性があるため、カプセル型とする。ただし硬化まで液だれしないようなアンカーの場合は、この限りではない。側面アンカー型のアンカーの有効埋込み長さは軸径の7倍以上とする。

4. おわりに

炭素繊維シートを用いた既存梁の補強設計手法について、述べた。特にマクロモデルにより導かれた各種耐力式は、既往の実験結果との比較により、その妥当性が示

されたと考えている。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，1990.12
- 2) 佐藤・勝俣他：「炭素繊維貼付けによる既存部材の補強に関する研究 (その3) - 梁のせん断補強への適用に関する実験 -」，大林組研究所報，Vol.54, pp.33~39, 1997
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(1988)
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説(1990)
- 5) 萩尾・勝俣他：「炭素繊維シートによりせん断補強された梁のせん断設計に関する研究」，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20, No.1, 1998, pp.503~508
- 6) 佐藤・勝俣他：「CFRPシートによりせん断補強されたRC梁のせん断抵抗に関する研究」，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18, No.2, pp.1439~1444, 1996
- 7) 有留・金久保他：「既存RC構造物の新しい耐震補強に関する研究」，日本建築学会大会学術講演梗概集 pp.551~552, 1997,
- 8) 伊藤・角他：「炭素繊維シートによる既存RC部材の耐震補強に関する研究」，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.603~604, 1997
- 9) 毛井・東端他：「炭素繊維シートを用いたRC梁のせん断補強に関する研究」，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.699~700, 1997
- 10) 鈴木・西原他：「炭素繊維シートでせん断補強されたT型梁のせん断性状」，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.701~702, 1997
- 11) 荒木・松崎他：「シート状連続繊維によりせん断補強されたT型RC梁の構造性能に関する実験的研究」，日本建築学会大会学術講演梗概集，1997, pp.703~704
- 12) Shaikh,A.F.:Proposed Revision to Shear Friction Provision, PCI Journal,Vol.23,No.2,March-April,pp.12-21,1978
- 13) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説(1998)
- 14) 勝俣・萩尾他：「炭素繊維ストランドによる既存鉄筋コンクリート柱の耐震補強 (その4 付着割裂耐力の評価方法の検討)」，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.671~672, 1997
- 15) 萩尾・勝俣他：「炭素繊維ストランドの効果による既存鉄筋コンクリート柱の耐震補強 (その3 付着割裂耐力の実験的検討)」，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.669~670, 1997
- 16) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説，1990.12