

論文 下面増厚補強された RC 梁の端部割裂破壊に対するアンカー筋の補強効果

白金 遼太^{*1}・古内 仁^{*2}・林 承燦^{*3}・田村 哲也^{*4}

要旨：下面増厚補強した RC 梁の増厚端部における割裂破壊の防止あるいは耐力の向上を目的として、アンカー筋の補強効果を実験的に調査した。梁の実験からは、アンカー筋が端部に近く、埋込長が大きいほど補強効果が大きいことが改めて確認された。要素試験からは、本実験供試体で得られたコーン破壊時のアンカー筋引き抜き耐力が、アンカー筋の付着性能により決まる引張耐力を 15%程度下回ることが示された。梁の増厚端部をアンカー筋で補強した場合、アンカー筋に作用する引張力を Tooth モデルで推定することができたが、アンカー筋の引張力は引き抜き耐力を下回る結果となった。

キーワード：下面増厚工法、割裂破壊、アンカー筋、Tooth モデル、コーン破壊

1. はじめに

現在、社会資本の 1 つであるコンクリート構造物の多くが更新時期を迎えようとしている。特に、橋梁等は老朽化に加えて、建設当時の想定を上回る荷重作用の増大によって、劣化や損傷が顕在化している。今後、構造物の中長期的な維持管理の取り組みにおいては、更新や長寿命化の対策の重要性が高まっている。

本研究では、橋梁床板の補強工法の一つである下面増厚工法に注目する。この工法は床版下面に補強筋を設置しモルタルを吹き付ける補強工法であり、交通規制を行うことなく施工できるといった利点がある。この工法によって補強された部材の曲げ耐力や疲労耐力が向上することは既往の研究で確認されている¹⁾が、増厚部補強筋の端部定着をとることが困難なため、増厚端部を起点とする既設橋梁部の主鉄筋に沿ったかぶりコンクリートの割裂破壊が生じる場合がある。

既往の研究^{2) 3)}では、上記のようなかぶりコンクリートの割裂破壊を阻止することを目的として増厚端部のアンカー筋による補強を試みている。梁部材を用いた実験の結果から、アンカー筋によるかぶりコンクリートの割裂耐力の増加は確認されたが、定量的な評価方法を見出すには至っていない。そこで本研究では、増厚端部に設置したアンカー筋が引き抜けるときのメカニズムを解明するために、下面増厚補強された梁の載荷試験と合わせてアンカー筋の引き抜き耐力を調べる要素実験を実施した。アンカー筋の補強効果に対しては、かぶりコンクリートの割裂破壊を評価できる Tooth モデル⁴⁾の拡張を試みた。

2. 実験概要

2.1 梁部材による載荷実験

供試体の形状寸法とひずみゲージの位置を図-1 に示す。既設梁部は 150×120mm の矩形断面で、コンクリー

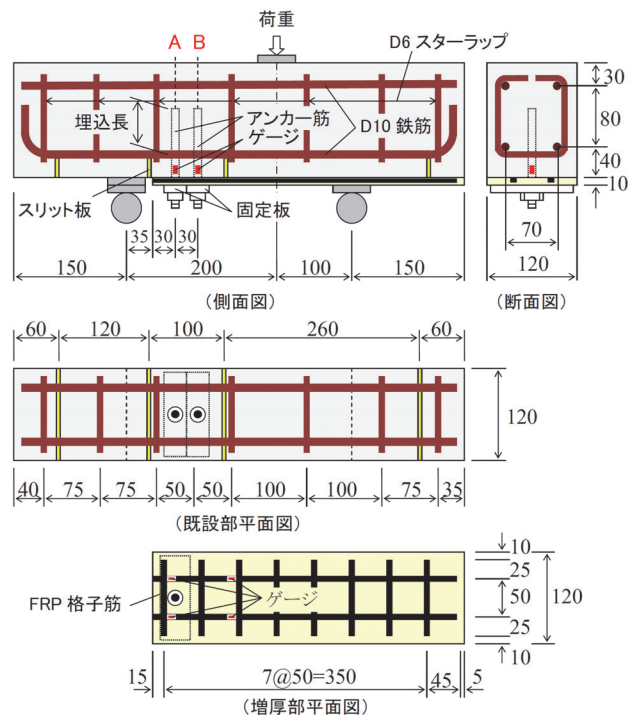


図-1 梁載荷実験の供試体形状寸法

表-1 鉄筋および CFRP 格子筋

	D10 鉄筋	CFRP 格子筋
断面積	71.33 mm ²	26.4 mm ²
降伏強度	295 N/mm ² 以上	—
引張強度	440~600N/mm ²	1,400 N/mm ² 以上
弾性係数	200,000N/mm ²	100,000N/mm ² 以上

*1 中日本高速道路株式会社 (正会員)

*2 北海道大学大学院 工学研究院助教 博(工) (正会員)

*3 (株)デーロスジャパン 企画開発部材料研究室室長 博(工) (正会員)

*4 BASF ジャパン(株) 建設化学品事業部 市場開発室主幹

表－2 靱性モルタルの物性値

圧縮強度	30 N/mm ² 以上
曲げ強度	8.0 N/mm ² 以上
引張強度	3.0 N/mm ² 以上
引張終局ひずみ	0.5 %以上
付着力	1.5 N/mm ² 以上

表－3 梁載荷実験の実験変数

供試体名	アンカー筋位置	埋込長 (mm)
S0	なし	—
SA30	A(30mm)	30
SA50	A(30mm)	50
SA80	A(30mm)	80
SB30	B(60mm)	30
SB50	B (60mm)	50
SB80	B (60mm)	80

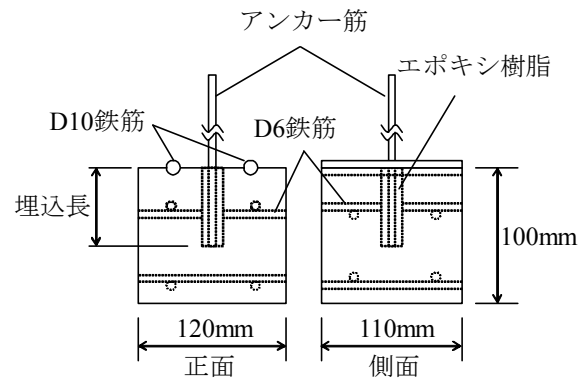
トは早強ポルトランドセメントを使用し、圧縮強度は材齢 28 日で 29.4N/mm² である。供試体には、引張鉄筋、圧縮鉄筋として D10 異形鉄筋を 2 本ずつ配置した。また、せん断補強筋として D6 異形鉄筋スターラップを 7 本配置した。増厚部は、全厚 10mm で、補強筋には 50mm × 50mm ピッチの CFRP 格子筋（表－1 参照）を使用した。増厚部に靱性モルタル（表－2 参照）を使用した。実験変数は、表－3 に示すようにアンカー筋挿入位置（増厚部端部から 30mm もしくは 60mm）とアンカー筋埋込長（30, 50, 80mm）であり、これらにアンカー筋なしのものを加えた 7 体の梁供試体を作製した。表中の埋込長とは、既設部引張鉄筋位置からアンカー筋頂部までの長さのことである。供試体には、所定に位置にあらかじめ孔を空けておきアンカー筋を挿入してエポキシ系樹脂を充填して施工した。なお、アンカー筋には D10 異形鉄筋の端部に M12 ネジを溶接したものをを用いた。また、増厚端部から 100mm 離れた位置にひび割れ誘発目地として 1mm 厚のスリット板を設置した。供試体を単純支持し、上面に静的荷重を作用させて試験を行った。

2.2 アンカー筋引き抜き試験（要素実験）

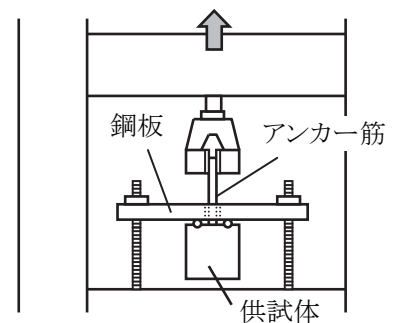
本研究で用いる供試体を図-2 に示す。供試体は 100 × 110 × 120 の直方体で、内部に D6 異形棒鋼を井桁状に 2 段配置した。アンカー筋は、梁供試体で用いたものと同じで、施工方法も同じである。コンクリートの圧縮強度は、材齢 28 日で 41.5N/mm² である。実験変数は、表-4 に示すように 5 種類の埋込長とし、各 2 組ずつ合計 10 体作製した。梁部材の実験では、アンカー筋が引き抜ける際に既設部軸方向鉄筋の間でコーン状にコンクリートが破壊されることが想定される。このような破壊を再現するために、要素試験体では上面に 2 本の D10 異形鉄筋を埋込み、図-3 に示すように鋼板で鉄筋を押さえて、ア

表－4 要素実験の実験変数

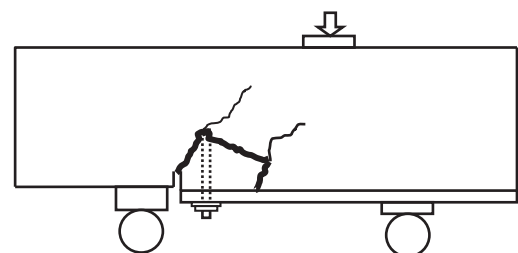
供試体名	埋込長 (mm)
U30	30
U40	40
U50	50
U65	65
U80	80



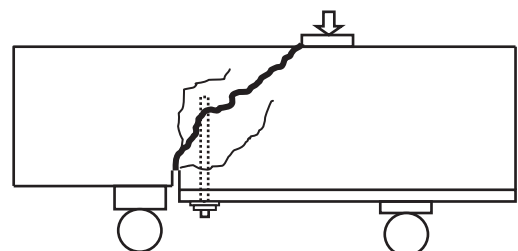
図－2 要素実験の供試体寸法



図－3 要素実験の載荷方法

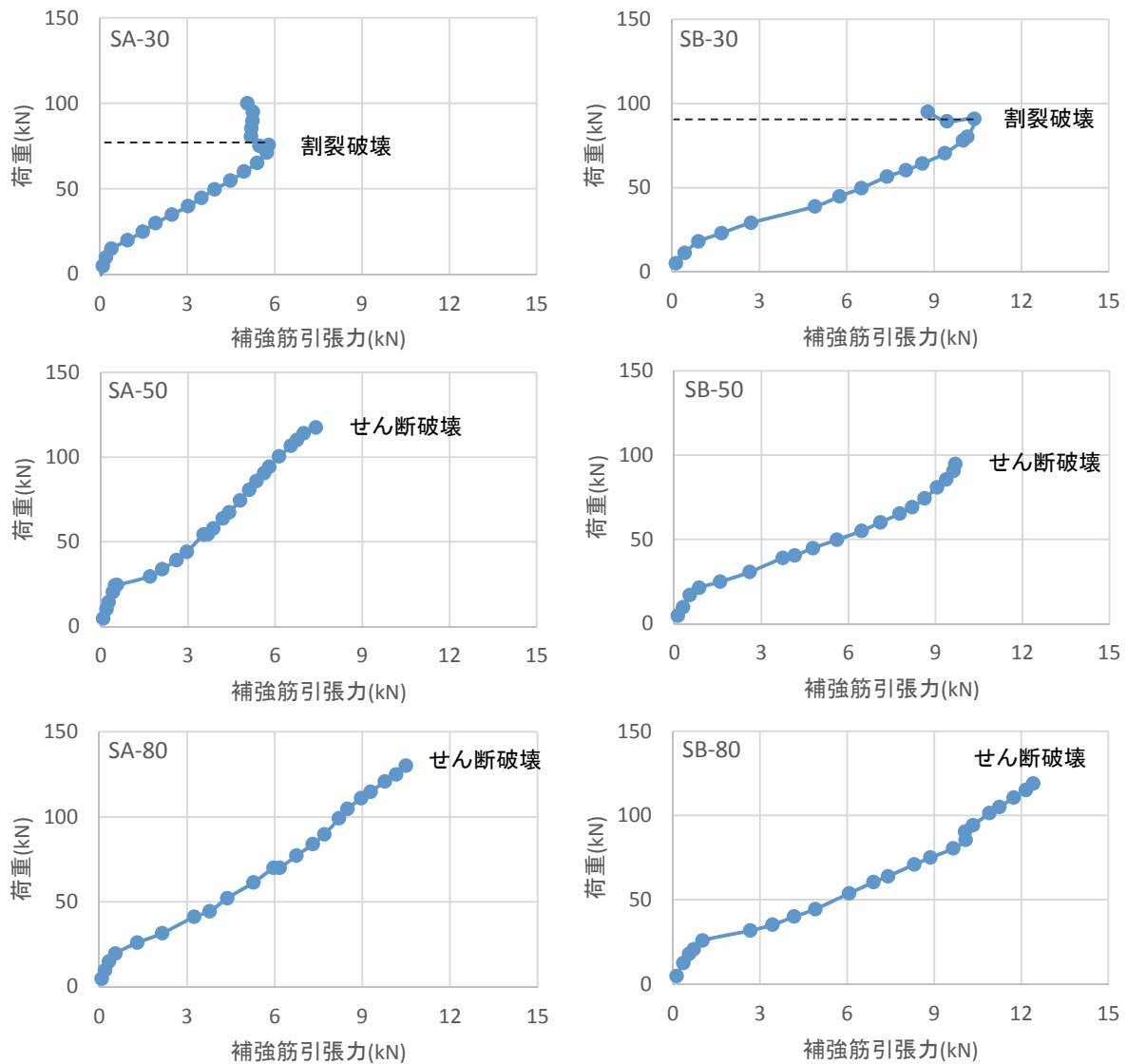


(a) 割裂破壊の状況（供試体 SA30）



(b) せん断破壊の状況（供試体 SA50）

図－4 供試体 SA30, SA50 の破壊状況



図－5 増厚端部の補強筋の引張力

ンカー筋の鉛直方向に引張力を与えた。

3. 実験結果

3.1 梁載荷実験

破壊状況の例として供試体（SA30）と（SA50）のひび割れの様子を図－4に示す。SA30は既設部引張鉄筋に沿ったひび割れによる割裂破壊で、SA50はせん断破壊であった。図－5は、各供試体における載荷荷重と増厚端部の補強筋の引張力の関係を示したものである。補強筋の引張力はアンカー筋の延長線上の点で作用している力とし、4ヶ所で計測されたひずみゲージの値から内挿補間して算出した。補強筋の引張力は荷重の増加とともに増加するが、割裂破壊を伴った供試体ではある荷重に達すると減少に転じる。これは、割裂ひび割れが発生することで、ひび割れ領域で増厚部の一体性が失われるためである。本実験では、補強筋引張力が減少するときを割裂破壊時と定義した。各供試体の破壊荷重およびアン

表－5 梁載荷実験の結果

供試体名	破壊荷重 (kN)	破壊時アンカー 筋引張力 (kN)	破壊形式
S0	60.6	—	割裂破壊
SA30	75.5	0.66	割裂破壊
SA50	117.5	3.94	せん断破壊
SA80	130.0	5.42	せん断破壊
SB30	90.8	0.54	割裂破壊
SB50	94.7	1.05	せん断破壊
SB80	118.9	4.20	せん断破壊

カー筋の引張力を表－5に示す。なお、破壊荷重は、せん断破壊した供試体は最大荷重を示しており、割裂破壊と判定した供試体は補強筋引張力減少時の荷重を示している。アンカー筋を挿入した供試体は、アンカー筋なしのS0に比べて割裂破壊時の荷重が増加した。また、破壊形式に関わらず、アンカー筋の埋込長が長いほど破壊

表-6 要素実験の結果

供試体名	破壊荷重 (kN)		
	No.1	No.2	平均
U30	8.25	—	8.25
U40	17.3	12.4	14.8
U50	16.3	21.4	18.7
U65	25.0	23.7	24.4
U80	31.9	29.7	30.8

荷重は大きくなった。アンカー筋の挿入位置による違いとして、割裂破壊時のアンカー筋引張力は、SA30 と SB30 を比べれば増厚端部に近い SA30 のほうが若干大きくなった。

3.2 アンカー筋引き抜き試験（要素実験）

要素試験によるアンカー筋引き抜き試験の結果を表-6 に示す。また、一例として供試体（U50-No.2）の破壊時の様子を写真-1 に示す。なお、U30-No.2 の結果が得られなかった理由は、アンカー筋埋込部の樹脂の充填不良によるためであった。同じ埋込長の供試体同士においても破壊荷重に差が生じてしまったが、平均値で見ると埋込長の増加とともに破壊荷重が大きくなっていることが分かった。また、U40-No.1 のみコンクリートブロックのひび割れ貫通による破壊であったが、それ以外の供試体はすべてコンクリートのコーン破壊となった。

4. 考察

4.1 Tooth モデル概要

本研究では、梁の増厚端部における割裂破壊形式に対して、既往の研究^{4) 5)} で提案されているコンクリート Tooth モデルを用いて検討を行う。Tooth モデルは、Kani⁶⁾ によって残存アーチ機構における曲げひび割れ（もしくは



写真-1 供試体 U65-No. 2 の破壊状況

はせん断曲げひび割れ）間の鉄筋とコンクリートの付着機構を説明するために用いられた概念である。本研究では、特に図-6 に示すような増厚端部におけるひび割れの区間（以下 Tooth とする）に着目した。図-7 は、着目した Tooth の力の釣り合い状態を模式的に表したものである。図に示すように、梁の曲げモーメントによって生じた補強筋引張力 T_f が、Tooth 内で局所モーメント M_f を発生させる。この M_f によって、梁主鉄筋の平面上では図に示すような応力状態となっており、引張応力 σ_{sp} が限界に達することで主鉄筋の高さに沿って水平な割裂破壊や剥離が引き起こされることとなる。本研究では、このようなメカニズムを想定して、図-8 に示すように、割裂破壊面を貫通するようにアンカー筋を設置し、アンカー筋に M_f の一部を負担させることで割裂破壊耐力の増加と剥離に対する冗長性について調べることにした。

4.2 計算過程

アンカー筋を挿入した場合において、想定される割裂断面における応力状態をファイバーモデルによって検討を行った。ファイバーモデルにおける仮定は、以下のとおりである。

- ・割裂破壊断面の抵抗曲げモーメントは、補強筋引張力

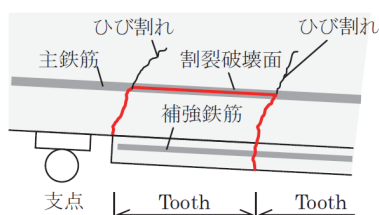


図-6 増厚端部の Tooth

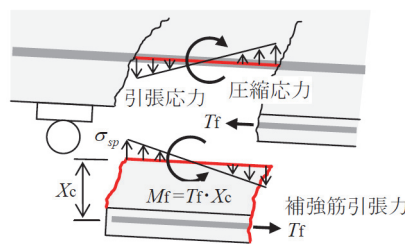


図-7 端部の Tooth における力の釣り合い

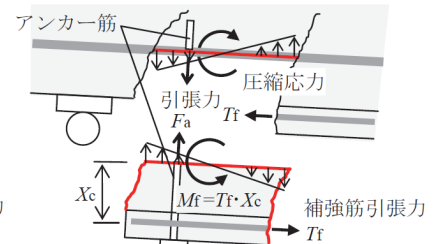


図-8 アンカー筋設置時

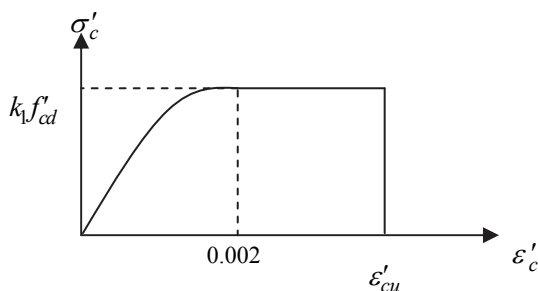


図-9 コンクリートの応力-ひずみ関係（圧縮側）

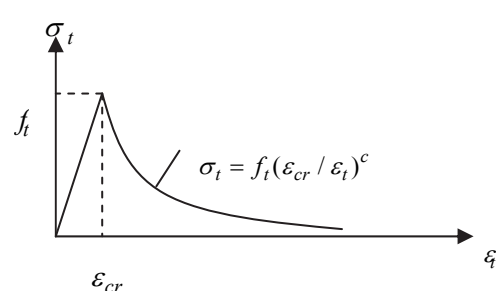


図-10 コンクリートの応力-ひずみ関係（引張側）

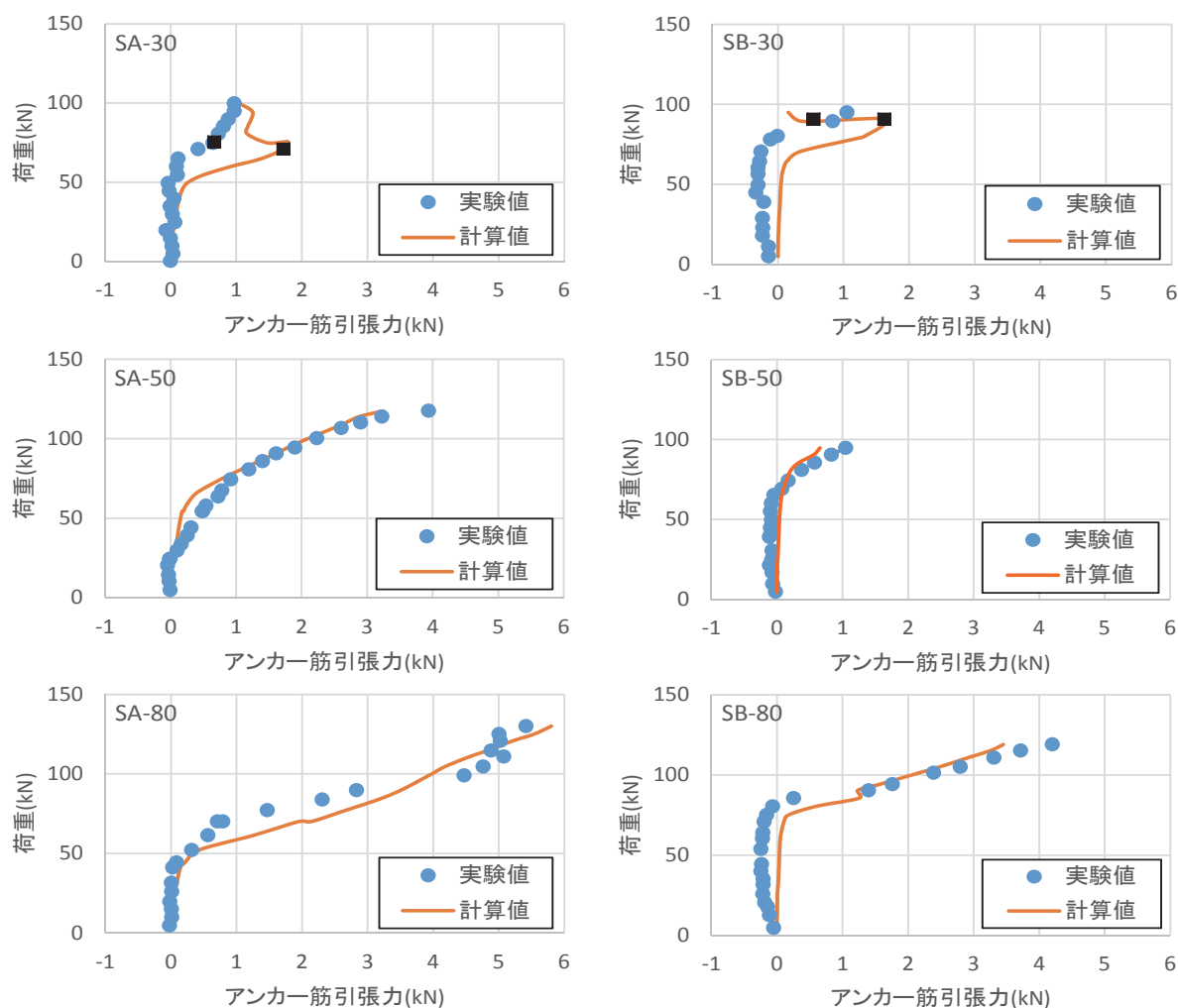


図-11 アンカー筋の引張力

によって発生する局部モーメントと釣り合う。

- ・割壊破壊断面では平面保持が成り立つ。
- ・アンカー筋は弾性体とする。
- ・コンクリートの圧縮側の応力ひずみ関係は、図-9 に示すコンクリート標準示方書⁷⁾のモデルとする。
- ・コンクリートの引張側の応力ひずみ関係は、図-10 に示す引張軟化を考慮したモデルとする。ひび割れ発生後の引張応力は以下の式で表される。

$$\sigma_t = f_t (\varepsilon_{cr} / \varepsilon_t)^c \quad (1)$$

ここに、 f_t : 引張強度

ε_{cr} : ひび割れ発生ひずみ

ε_t : 引張ひずみ

c : 引張軟化係数

4.3 Tooth モデルによる計算値と実験値の比較

4.2で示したToothモデルによって得られたアンカー筋の引張力を図-11に示す。ここで、ファイバーモデル計

表-7 Tooth モデルに用いた諸量

諸量	SA	SB
Tooth 区間の長さ	92 mm	138 mm
圧縮縁からアンカー筋までの距離	62 mm	78 mm
断面幅	120 mm	
アンカー筋断面積	71.33 mm ²	
コンクリート圧縮強度	29.4 N/mm ²	
コンクリート弾性係数	26422 N/mm ²	
コンクリート割裂ひび割れ強度	0.63 N/mm ²	
コンクリート引張軟化係数	0.333	

算の際に用いた諸量を表-7に示す。コンクリートの割裂ひび割れ強度および引張軟化係数は未知量であるが、実験で得られたアンカー筋引張力に計算値が一致するように決定した。Tooth 区間の長さについては、実際のひび割れ状況から仮定を行ったが、アンカー位置によって異なる結果となった。図中の黒四角は割壊破壊時を示すものであり、梁内に設置したときのアンカー筋が受け持つことができる引張力の最大値を示している。最大値は、

実験値と計算値を比較してみると、おおむね一致していることが分かる。このことから、アンカー筋に作用する引張力を Tooth モデルで推定できる可能性が示された。

4.4 アンカー筋引き抜き試験

アンカー筋引き抜き試験の結果から得られた埋込長と引き抜き耐力の関係を図-12 に示す。図には、「あと施工アンカー・連続繊維補強設計・施工指針」⁸⁾におけるアンカー筋の付着性能により決まる引張耐力式を実線で示した。引張耐力は、以下の式で表される。

$$F_{au} = 10\sqrt{\sigma_B / 21} \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_a \quad (2)$$

ここに、 σ_B : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

d_a : アンカー筋の直径 (mm)

l_a : 埋込長 (mm)

この結果、実験値はあと施工アンカー指針の耐力式より 15%程度下回ることとなった。本研究の要素実験では、反力を供試体上面に取り付けた 2 本の鉄筋で取っているため、局所的なコーン破壊となり、通常のあと施工アンカーの耐力を下回ったものと考えられる。図中の点線は、実験値に対する近似線である。本研究の要素実験供試体の条件では、耐力は以下の式で表される。

$$F_{au} = 8.51\sqrt{\sigma_B / 21} \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_a \quad (3)$$

次に、梁実験におけるアンカー筋の最大引張力と(3)式の計算値の比較を行った。その結果をまとめたものを表-8 に示す。表より、梁実験では割裂破壊が先行した供試体を含めてアンカー筋には引き抜き耐力の 10~20%程度の引張力しか作用してなかったことがわかった。このことから、アンカー筋は割裂ひび割れの発生もしくは伸展を抑える効果があり、引き抜けを起こす前に梁がせん断破壊モードに移行したと考えることができる。

5.まとめ

- (1) 下面増厚補強された梁の載荷実験から、増厚端部に設置したアンカー筋の引張力を Tooth モデルで推定できることが示された。
- (2) アンカー筋引き抜き実験から、コーン破壊時のアンカー筋耐力はアンカー筋の付着性能により決まる引張耐力を 15%程度下回ることが示された。
- (3) 下面増厚補強された RC 梁において増厚端部をアンカー筋で補強した場合、アンカー筋は割裂ひび割れの発生もしくは伸展の抑制効果があることが認められた。

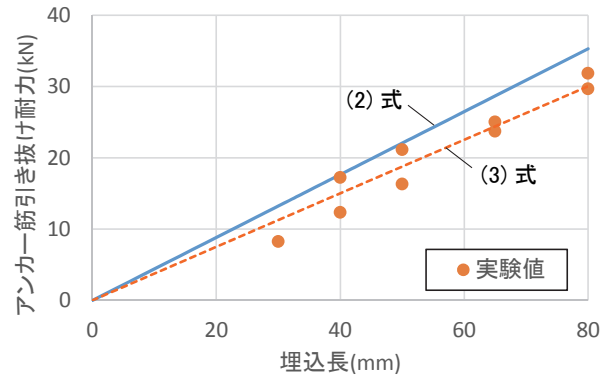


図-12 要素実験結果と耐力式

表-8 梁載荷実験と要素実験の比較

供試体名	埋込長 (mm)	梁のアンカー筋最大引張力 (kN)	(3)式による計算 (kN)
SA-30	30	1.78	11.25
SA-50	50	3.24	18.75
SA-80	80	5.80	30.03
SB-30	30	1.62	11.25
SB-50	50	0.66	18.75
SB-80	80	3.45	30.03

参考文献

- 1) 古内 仁, 恒岡 聡, 角田與史雄, 吉住 彰: 吹付けモルタルで下面増厚補強した RC 部材の耐荷性状について, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.1, pp.523-528, 2000
- 2) 土田 僚, 張 大偉, 古内 仁, 上田多門, 田村哲也, 林 承燦: 下面増厚工法における定着アンカーの抵抗メカニズム, 土木学会第 68 回年次学術講演会講演概要集, V : pp.365-366, 2013
- 3) 江口直也, 古内 仁, 林 承燦, 田村哲也: 下面増厚工法における定着アンカーの補強効果, 土木学会第 69 回年次学術講演会講演概要集, V : pp.257-258, 2014
- 4) Zhang D., Ueda, T. and Furuuchi, H., "Concrete Cover Separation Failure of Overlay-strengthened Reinforced Concrete Beams ", Construction and Building Materials, Volume 26, Issue 1, pp. 735-745, January , 2012
- 5) 山本健太ほか: FRP 格子筋と HPFRCC を用いた下面増厚補強梁の静的載荷試験, 土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集, V : pp.1185-1186, 2010
- 6) Kani, G. N. J.: The riddle of shear failure and its solution, ACI Journal, pp.441-467, 1964
- 7) 2017 年制定 コンクリート標準示方書, 土木学会, 2018
- 8) 国土交通省: あと施工アンカー・連続繊維補強設計・施工指針, pp.7-8, 2006