

アンボンド鉄筋コンクリート梁の変形特性に関する載荷実験

Loading test on the deformation characteristics of unbonded steel reinforced concrete beams

| | | | |
|------------------|------|-------|-----------------|
| (独) 土木研究所寒地土木研究所 | ○正会員 | 西城能利雄 | (Norio Saijoh) |
| (独) 土木研究所寒地土木研究所 | 正会員 | 岡田慎哉 | (Shin-ya Okada) |
| (独) 土木研究所寒地土木研究所 | 正会員 | 角間 恒 | (Ko Kakuma) |
| (独) 土木研究所寒地土木研究所 | 正会員 | 西 弘明 | (Hiroaki Nishi) |

1. はじめに

近年の日本国内では大きな地震の発生が相次いでおり、今後も比較的大きな地震は高い頻度で発生することが予想される。これに対して平成24年に改定された道路橋示方書・同解説¹⁾においても耐震設計に用いられる入力地震動のレベルが引き上げられ、新橋建設においてより高い耐震性能を求めている。

既設橋梁の耐震補強も鋭意進められているが、特に建設年次の古い橋梁においては、既存の耐震性能が低いことにより、補強にかかるコストが増大する傾向にある。しかしながら、昨今の国策として予算の縮減が進められており、橋梁の耐震補強に関わる予算も例外ではなく、そのコストを縮減するためには既設橋梁の保有性能を適切に評価し、より合理的かつ最適な耐震設計を行う必要がある。

ここで、建設年次の古い橋梁、特に1970年代までに建設された橋梁においては、鉄筋に丸鋼が用いられており、著者らの既往検討^{2),3)}において、床版や橋脚模型において丸鋼を用いたものと、異形鉄筋を用いたものとは、耐荷性状や破壊性状が異なることが明らかとなっている。

また、合理的な耐震設計法の検討として、著者らがやっている橋脚にアンボンド化した鉄筋を使用した場合の耐荷性能に関する既往研究^{4),5)}において、変形性能等が特徴的であることが明らかとなっている。

本研究では、既設橋梁の保有性能を適切に評価し、よ

り合理的かつ最適な耐震設計を行う観点から、1970年代までに建設された橋梁を対象とし、丸鋼鉄筋を用いた橋脚に関して、保有性能を活かした耐震補強方法について検討している。これらの補強方法として、保有性能を阻害しないRC巻立て部の補強鉄筋をアンボンドとする設計法の確立を目的とし、本検討では、基礎的実験として主鉄筋の一部をアンボンド化した鉄筋コンクリート梁のアンボンド長の違いによる変形性能等を把握するため、梁供試体の曲げ載荷実験を実施した。

2. 実験概要

2.1 実験方法

図-1に実験装置の概要を、併せて写真-1に実験の状況を示す。実験は、等曲げ区間を200mmとした4点曲げとして、油圧ジャッキにより鉛直荷重を載荷した。鉛直荷重載荷点部および支座位はピン支持とし、載荷プログラムは単調載荷とした。実験は、載荷荷重が低下した段階あるいは荷重低下が見られず、変位が極大となった時点で終局と判断するものとした。

2.2 供試体および実験ケース

表-1に実験ケースの一覧を、図-2には供試体の形状および配筋図を示す。供試体の寸法は、断面幅300mm、断面高さ300mm、梁長2220mm、せん断スパン比3.5とし、全ケースにおいて共通とした。なお、表中の供試体の耐力についてはコンクリート標準示方書⁶⁾に基づいて算出している。

本実験ではアンボンド長の違いによる供試体の破壊挙動を把握するため、下側鉄筋のアンボンド長をパラメー

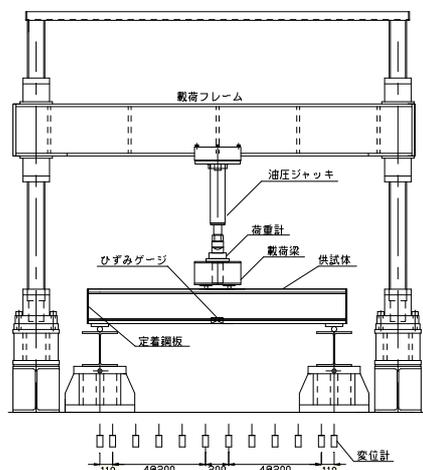


図-1 実験装置の概要



写真-1 実験状況

表-1 実験ケース一覧

| ケース名 | アンボンド長 (mm) | 主鉄筋 鉄筋種別 | 主鉄筋比(%) | せん断耐力 Ps0(kN) | 曲げ耐力 Pu(kN) | せん断余裕度 |
|--------|-------------|--------------|---------|---------------|-------------|--------|
| B-D-N | - | 2-D13, SD345 | 0.28 | 78.4 | 56.8 | 1.38 |
| B-UN-1 | 1010 | | | - | - | - |
| B-UN-2 | 2020 | | | - | - | - |

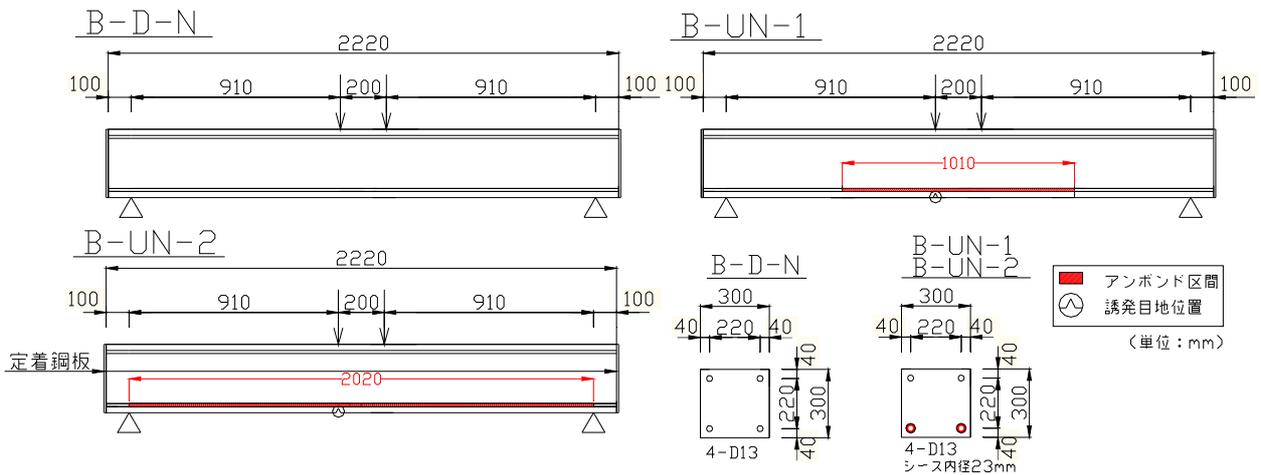


図-2 供試体形状・配筋図

表-2 鉄筋の特性

| 鉄筋 直径 | 材種 | 降伏点 (N/mm ²) | 引張強さ (N/mm ²) |
|-------|-------|--------------------------|---------------------------|
| D13 | SD345 | 389 | 553 |

表-3 コンクリートの特性

| 圧縮強度 (N/mm ²) | 静弾性係数 (×10 ⁴ N/mm ²) | ポアソン比 |
|---------------------------|---|-------|
| 24.7 | 1.86 | 0.18 |

タとした。なお、アンボンド長は B-UN-1 では支点間の半分 1010mm とし、B-UN-2 では、支点間 2020mm とした（以降、アンボンドとした実験ケースをアンボンドタイプと略す）。ここで、アンボンドは軽量巻管（シース）内径 23mm を用いることにより行った。また、比較のため、アンボンド長 0mm、すなわち異形鉄筋を通常定着としたケース(B-D-N)（以降、通常タイプと略す）についても実験を実施した。本実験では、アンボンドタイプにおいて破壊位置を安定させる目的で、載荷点の梁下面にひび割れ誘発目地を配置した。

本検討では鉄筋端部の境界条件を明瞭とするために、鉄筋の両端部は鋼板に溶接して定着した。

表-2、表-3 には鉄筋およびコンクリートの材料試験結果を示す。

2.3 計測方法

本実験では、図-1 に示すように荷重計により載荷荷

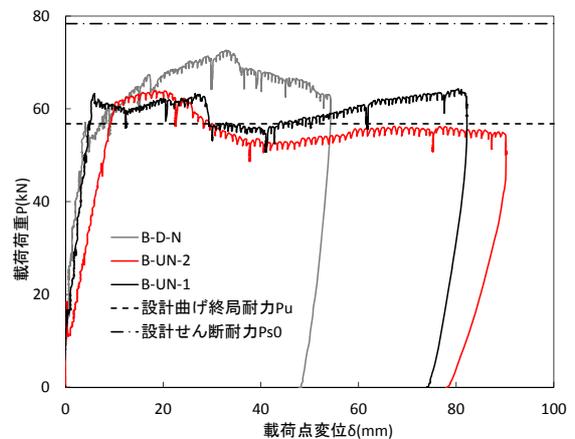


図-3 荷重－変位関係

重を、ワイヤー型変位計により載荷点変位を、ひずみゲージにより鉄筋ひずみをそれぞれ測定した。ワイヤー型変位計（支点部付近のみ接触型）は、200mm 間隔で設置し鉛直変位を測定している。なお、ひずみゲージは曲げモーメントが最大となる等曲げ区間の中央の下側鉄筋のみに配置した。

3. 実験結果

3.1 荷重－変位関係

図-3 に載荷点の荷重－変位関係を示す。図中には、前述とおり算出した供試体の耐力（Pu、Ps0）を併記している。ここで曲げ終局耐力 Pu の算出においては、平面保持が仮定されるものとした。

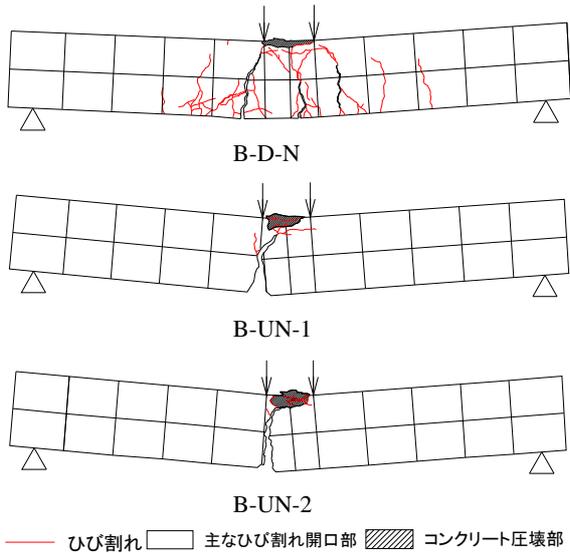


図-4 実験終了時の損傷状況

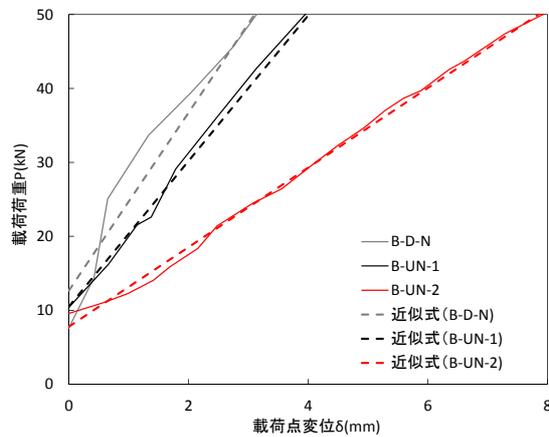


図-5 載荷荷重 P—載荷点変位 δ 関係 (弾性変形域)

B-D-N は、載荷荷重の増加に伴い、載荷点変位は増加し、変位量 29mm で最大荷重に達した。この時、設計曲げ耐力 $P_u=56.8\text{kN}$ に対し、最大荷重は約 64kN であった。その後、載荷荷重は載荷点変位の増加に伴い、減少した。

B-UN-1 は、設計曲げ耐力以上の載荷荷重において、載荷荷重は安定して保持されたまま、載荷点変位が増加するという極めて変形性能に富む挙動を示した。これは、下側鉄筋をアンボンドとした効果と推測される。さらに、安定して載荷荷重は保持された後、再び載荷荷重が増加した。これは、ひび割れ開口部断面における鉄筋の塑性硬化により、耐力が向上したものと推察される。

B-UN-2 においても B-UN-1 と同様に、設計曲げ耐力以上の載荷荷重において、載荷荷重は安定して保持されたまま、載荷点変位が増加するという変形性能に富む挙動を示した。また、B-UN-1 と比較し、荷重の増加が少ない。これは、アンボンド長を長くしたことにより、鉄筋の伸びが小さくなり、塑性硬化の発現が小さいことによるものと推察される。

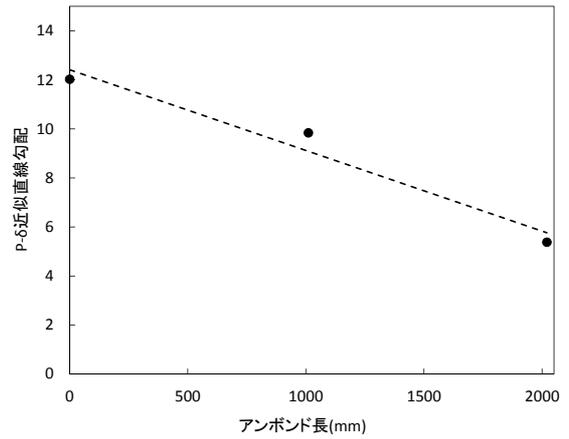


図-6 弾性変形域における P- δ 近似直線勾配—アンボンド長関係

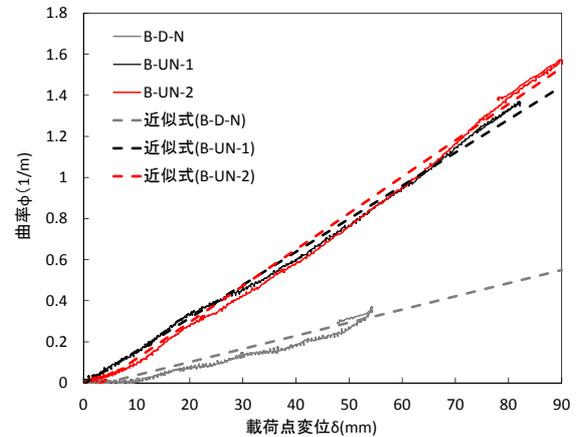


図-7 曲率—載荷点変位関係

3.2 損傷状況

図-4 に実験終了時の損傷状況を示す。B-D-N は、異形鉄筋のひび割れ分散効果により、曲げ領域が広く分散してひび割れが発生し、このうちの複数のひび割れが進展することで、曲げ引張破壊により終局に至っている。

これと比較し、B-UN-1 では誘発目地位置に発生したひび割れのみが上部載荷変位の進展とともに大きく開口し、開口部上部の載荷点間のコンクリートが圧壊し、終局に至った。これは、開口部上部がヒンジのような挙動したためと推察される。

B-UN-2 においても B-UN-1 と同様に、載荷変位の増加とともに誘発目地位置のひび割れが大きく開口し、同様に終局に至った。これにより、鉄筋をアンボンドとすることで、ひび割れ分散効果が発現されなかったものと判断される。

3.3 アンボンド長の違いによる変形性能

図-5 に弾性域における荷重—変位関係を示す。なお、図中には回帰分析による近似直線（以降、P- δ 近似直線と称す）を破線で記載した。図-6 には P- δ 近似直線勾

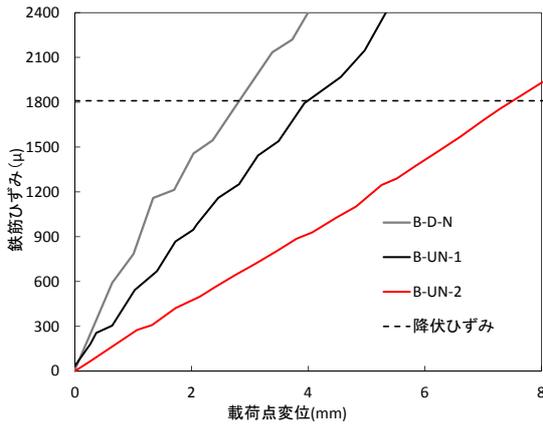


図-8 鉄筋ひずみ-載荷点変位関係

配-アンボンド長関係を示す。各実験ケースにおける $P-\delta$ 近似直線の勾配に着目すると、アンボンド長が長くなるに従い、その勾配は緩やかになる傾向がある。また、図-6 の $P-\delta$ 近似直線勾配とアンボンド長の関係より、弾性変形の範囲内では両者は概ね線形関係にあると言える。

図-7 には曲率-載荷点変位関係を示す。曲率は誘発目地位置 (B-D-N ではアンボンドタイプにおける誘発目地位置と同じ位置) を中央とし、200mm 離れた位置の変位まで用いて算出した。図中の破線は回帰分析による近似直線 (以後、 $\phi-\delta$ 近時直線と称す) である。いずれの実験ケースにおいても載荷点変位の増加に伴い、曲率は線形的に増加していく傾向にある。アンボンドタイプは通常タイプと比較して $\phi-\delta$ 近似直線勾配が大きい。しかし、アンボンド長の違いによる大きな差はなく、塑性変形域に達すると、曲率増加率はアンボンド長に関わらず、一定になっていることがわかる。これは、アンボンドタイプでは局所的な損傷に変形が依存しており、角折れのような挙動を示すことになるためと推察される。また、荷重除荷時の曲率変化に着目すると、アンボンドタイプは線形的に減少し、通常タイプは非線形的に減少した。これは、アンボンドタイプが大変形領域においても弾性挙動の量が大きく、柔軟な変形性能を有していることを示しているものと考えられる。

図-8 に載荷点変位に伴う下側鉄筋のひずみ変化を示す。図より、鉄筋降伏までの範囲では、アンボンド長が長くなるに従い、ひずみ変化が小さくなる傾向にあるこ

とがわかる。これは、鉄筋をアンボンドとすることで、発生したひずみがアンボンド区間で分散されるため、その発生ひずみを抑制することができると言える。

4. まとめ

本研究では、主鉄筋の一部をアンボンド化した鉄筋コンクリート梁のアンボンド長の違いによる変形性能等を把握することを目的に、梁供試体の曲げ載荷実験を実施した。本実験の範囲で得られた知見を以下に示す。

- (1) アンボンドタイプは通常定着と比較して変形性能に富む
- (2) アンボンドタイプは、ひび割れ分散効果が発現されない
- (3) 弾性変形域ではアンボンド長が長くなるほど変形性能に富む
- (4) アンボンドタイプは局所的な損傷に変形が依存しており、塑性変形域に達するとアンボンド長に関わらず、曲率増加率は一定となる
- (5) 鉄筋降伏までの範囲では、アンボンドタイプとすることにより、鉄筋の発生ひずみを抑制することができる

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、2012.3
- 2) 赤代恵司、三田村 浩、渡辺忠朋、岸 徳光：丸鋼鉄筋を用いた RC 床版の疲労特性に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.57A、pp1297-1304、2011.3
- 3) 澤松俊寿、三田村 浩、西 弘明、松本高志、加保勇介：柱部の鉄筋に丸鋼を用いた鉄筋コンクリート橋脚の履歴特性、構造工学論文集、Vol.58A、pp333-342、2012.3
- 4) 家村浩和、高橋良和、曾我部直樹、付着剥離芯材を用いた UBRC 橋脚の弾塑性復元力特性、土木学会論文集、No.774、pp60-65、2004.11
- 5) 川島 一彦、細入 圭介、庄司 学、堺 淳一：塑性ヒンジ区間で主鉄筋をアンボンドした鉄筋コンクリート橋脚の履歴特性、土木学会論文集、No.689、pp45-64、2001.10
- 6) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編、2012