

論文

[2088] 鉄筋コンクリート造骨組における内柱・梁接合部の 耐震設計法

正会員 ○ 北山 和宏 (宇都宮大学工学部)
朝倉 英博 (東京大学大学院)
正会員 小谷 俊介 (東京大学工学部)
正会員 青山 博之 (東京大学工学部)

1. はじめに

鉄筋コンクリート造梁降伏型骨組接合部のせん断伝達機構は、接合部内梁主筋の付着劣化とともに変化する。梁主筋付着が良好に維持される場合、接合部パネル内に圧縮応力が均等に流れ、トラス機構が形成されるため、接合部横補強筋はせん断抵抗要素として作用する。付着劣化の進展にともないその効果は低下し、横補強筋のはたらきはコア・コンクリートの拘束が主となる。筆者らは、梁主筋の付着劣化をある程度許容しても構造物の地震応答にあたえる影響は小さいことから、これを認め、接合部入力せん断力はパネル内主対角方向に形成されるコンクリート・ストラット (主ストラットと呼ぶ) の圧縮力によって抵抗され、接合部横補強筋は拘束効果を発揮すればよいと考えている [1]。そこで、層間部材角 1/25 を超える大変形時にも接合部せん断圧縮破壊を生じさせないために、接合部入力せん断力を以下のように制限した。接合部横補強筋量は 0.3 % 以上と暫定的に定めた。

$$v_p \leq 0.25 f'_c \tag{1}$$

v_p : 接合部入力せん断応力度、接合部のせん断伝達面積として (柱幅と梁幅との平均値) × (柱せい) を用いる。 f'_c : コンクリート圧縮強度。

筆者は制限式(1)の定数 0.25 をさらに引き上げることができる (例えば 0.30) と考える。その理由は、(1) 純フレーム構造物において地震時に予想される最大層間部材角を 1/50 程度と考えると、この変形の範囲で梁降伏後に接合部せん断破壊を生じた実験例はほとんどない。(2) 梁降伏後に接合部せん断破壊を生じたと報告される試験体においても、耐力低下はかなりゆるやかであり、最大耐力以前に急激に耐力が低下するような脆性破壊とは異なると考えられる。

そこで本論では定数 0.25 の引き上げの可能性、また拘束筋として必要十分な横補強筋量 0.3 % の妥当性を検討するために、入力せん断力を $0.3 f'_c$ 程度とし梁主筋の接合部内付着劣化が生じる平面柱・梁接合部試験体に正負交番載荷する実験を行なった。また梁主筋付着劣化の制限を新たに高強度コンクリートを用いた既往の試験体の実験結果を利用することにより再検討した。

2. 梁主筋付着劣化の制限

梁主筋の接合部内付着性状を表わすために、梁主筋が接合部の両端で引張りおよび圧縮降伏するときの柱幅内平均付着応力度 u_b を用いる。ここで、

$$u_b = (d_b / h_c) \times \sigma_y / 2 \tag{2}$$

d_b : 梁主筋径、 h_c : 柱幅、 σ_y : 梁主筋の降伏応力度 (kgf/cm²)。

筆者は、梁の履歴特性の等価粘性減衰 h_{eq} が 0.10 程度となる接合部内梁主筋付着劣化を許容できることを、梁降伏型骨組の地震応答計算をもとに示した。さらに実験結果と組み合わせることにより $u_b/\sqrt{f'_c}$ (f'_c : 材料試験にもとづくコンクリート圧縮強度、 kgf/cm^2) の値を制限した [1]。すなわち、

$$u_b/\sqrt{f'_c} \leq \alpha \quad (\alpha = 5.0) \quad (3)$$

ただし、ここで用いた試験体の f'_c の範囲は $245 \sim 293 \text{ kgf/cm}^2$ と狭かった。そこで本論では高強度コンクリートを用いた試験体 ($300 \sim 525 \text{ kgf/cm}^2$) を新たに加え、(3)式の定数 α を再検討した。 $u_b/\sqrt{f'_c}$ と等価粘性減衰 h_{eq} との関係を図 1 に示す。これらの試験体はすべて梁降伏が先行し、層間部材角 $1/50$ までは接合部せん断破壊の生じなかったものである。 h_{eq} は各試験体の層せん断力-層間変位関係において、層間部材角約 $1/50$ での繰り返し载荷二回めの負方向半サイクルの履歴面積を基準化することにより求めた。図中の実線は最小二乗法による直線である。○印は f'_c が 270 kgf/cm^2 以上の試験体を示す。地震時に RC 構造物に要求される最大変形を層間部材角 $1/50$ 程度とした場合、地震応答解析によって許容した等価粘性減衰 $h_{eq} = 0.10$ 程度を保持するためには、平均的には $\alpha = 6.5$ であるが、設計用として実験値の下限をおさえると $\alpha = 4.5$ となる。なお、ここで用いた試験体の柱軸応力度は $0.07 f'_c \sim 0.32 f'_c$ であり、この範囲の柱軸力が等価粘性減衰にあたる影響はほとんど見られなかった。

3. 実験概要

3.1 試験体 試験体は実物の約 $1/2$ スケールを持つ梁降伏先行型の平面内柱・梁接合部 2 体 (試験体 B1 および B2) であり、平面骨組に水平力を加えた時の柱・梁の反曲点位置で切り出したものとする。形状は同一であり、梁断面 $200 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$ 、柱断面 $300 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$ 、柱芯から梁端支持点までが 1350 mm 、梁芯から上柱加力点および下柱支持点までがそれぞれ 735 mm である。柱および梁断面を図 2 に示す。梁主筋は接合部内を通し配筋し、上下等量、二段配筋とした。梁主筋には D13 (SD35) を用い、材料試験による $u_b/\sqrt{f'_c}$ の値は 5.1 であったことから接合部内付着劣化が生じると予想した。接合部横補強筋には付着力の発生を防ぐために丸鋼を用い、その量は 0.35% ($2-\phi 6$, 4 組) とした。

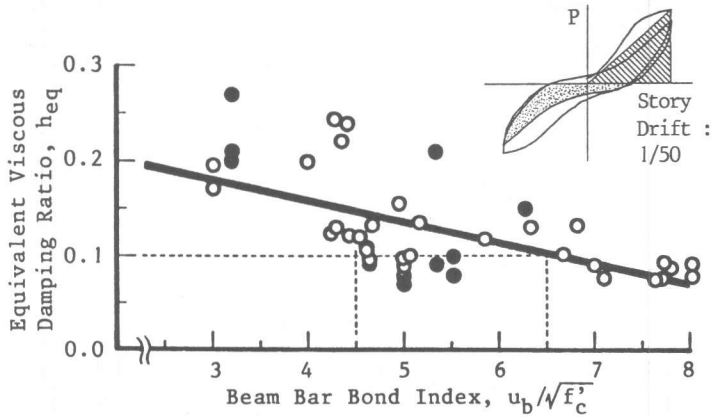


図 1 等価粘性減衰 $h_{eq} - u_b/\sqrt{f'_c}$ 関係

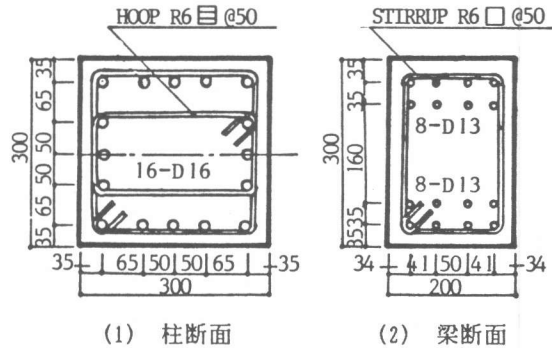


図 2 柱および梁断面 (単位: mm)

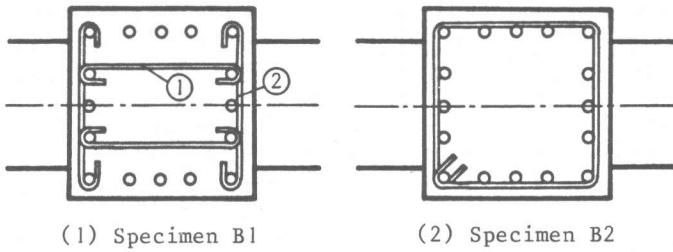


図3 接合部横補強筋詳細

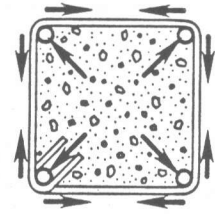


図4 閉鎖型補強筋による拘束効果

試験体変数は図3に示す接合部横補強筋のディテールである。試験体 B2 のような実際に用いられる閉鎖型の横補強筋では、拘束効果によるひずみとせん断抵抗によるひずみとを分離することは不可能である。そこで、試験体 B1 のように両端に180度フックをもつ単筋を柱主筋にかけることにより、ふたつの効果を分離することを試み、閉鎖型補強筋を用いた場合との挙動の比較を行う。①の加力方向に平行な単筋はせん断力に対して抵抗要素となり、拘束に対してはその効果はかなり減少すると考えられる。一方、②の加力方向と直交する単筋はその方向のコンクリートの膨張をおさえる。ここで横補強筋の拘束効果について考察する。閉鎖型補強筋による拘束効果を図4に示すように考える。すなわち、放射状に膨張しようとするコンクリートを、四隅の柱主筋にかかる補強筋に引張り力が生じることによっておさえる。このとき補強筋には、加力と直交方向に生じる拘束力によって、加力方向にも引張り力を生じる。①の加力方向に平行な単筋は直交方向の拘束力による影響を受けないが、加力方向に生じるコンクリートの膨張に対しては抵抗するので、厳密には拘束効果を除去できない。

3.2 材料特性 コンクリート圧縮強度は 250 kgf/cm^2 、割裂引張り強度は 26 kgf/cm^2 であった。鉄筋の降伏強度は梁主筋 D13 で 3780 kgf/cm^2 、柱主筋 D16 で 3580 kgf/cm^2 、柱・梁せん断補強筋 $\phi 6$ で 4980 kgf/cm^2 、接合部横補強筋 $\phi 6$ で 2400 kgf/cm^2 ($\phi 6$ はいずれも 0.2% offset法による) であった。

3.3 実験方法 加力装置を図5に示す(詳細は文献[2]参照)。柱には軸応力度 20 kgf/cm^2 の一定軸力を加えた。加力履歴は層間部材角 $1/400$ 、 $1/200$ を1サイクルずつ、 $1/100$ を2サイクル、 $1/75$ を4サイクル、 $1/50$ を2サイクル、 $1/25$ を1サイクルとした。

4. 実験結果

層間部材角 $1/50$ の範囲で接合部未破壊と判断した。ただし層間部材角 $1/25$ を超える大変形時には、接合部せん断変形の層間変位に占める割合が約 50% となり梁の変形成分比を上回り、接合部せん断変形角が急増した

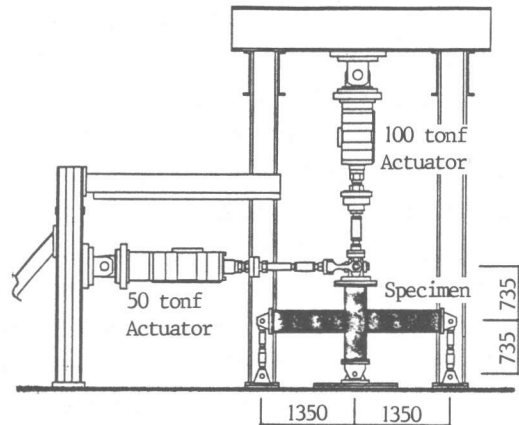


図5 加力装置

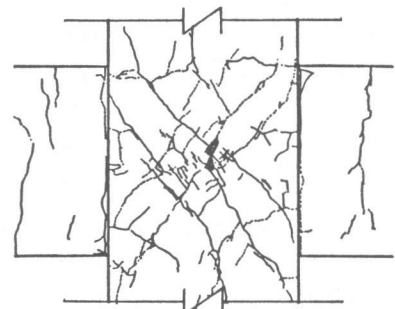


図6 接合部ひびわれ状況 (1/50 終了時)

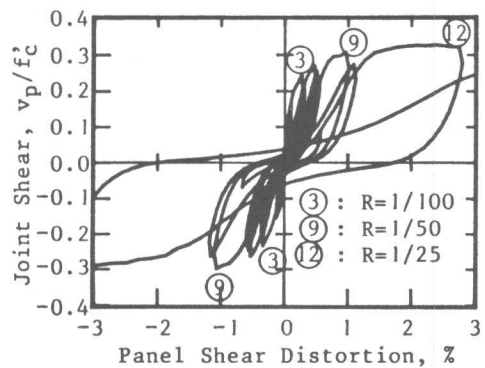
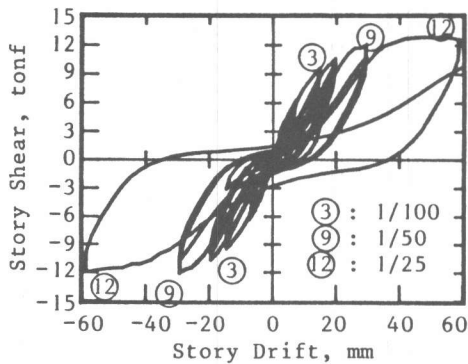


図7 層せん断力-層間変位関係 図8 接合部入力せん断力 v_p/f_c -せん断変形角関係

ことから、接合部せん断破壊が生じたと考える。一段目の梁主筋降伏は層間部材角 1/75 のとき、二段目の梁主筋降伏は 1/50 のときにそれぞれ生じ、梁部材としての曲げ降伏は層間部材角 1/50 のときと考えられる。平面保持を仮定して計算した曲げ終局耐力には達しなかった。柱主筋の降伏は層間部材角 1/50 までには生じなかった。試験体 B1、B2 の挙動は接合部横補強筋のひずみ状況を除いてほぼ同じであった。

4.1 ひびわれ状況 層間部材角 1/50 での二サイクル終了時の接合部ひびわれ状況を試験体 B2 について図6に示す。接合部パネル中央に圧壊のきざしと思われる細かい斜めひびわれが発生し、一部に剥落も生じた。斜めせん断ひびわれ本数は少なく、梁主筋接合部内付着劣化が生じたと思われる。

4.2 全体の履歴特性 試験体 B2 の層せん断力-層間変位関係を図7に示す。履歴面積の小さい逆S字状の復元力特性となったが、層間部材角 1/25 でも耐力低下を生じなかった。梁降伏後の接合部せん断破壊は脆性的なものではないといえる。ピンチ化の原因は、梁主筋付着劣化と接合部せん断劣化とのふたつであると思われる。層間部材角 1/50 での繰り返し二回目の負サイクルの等価粘性減衰 h_{eq} は 0.07、0.08 (試験体B1、B2) であり、梁主筋の接合部内付着劣化を生じたJシリーズ試験体[3]よりもわずかに小さかった。

4.3 接合部の履歴特性 試験体 B2 の接合部の履歴特性を図8に示す。縦軸は接合部入力せん断応力度 v_p をコンクリート強度で基準化したもの、横軸は接合部パネルに埋め込んだ四本のボルトの斜め方向変位(検長 276 mm、梁材軸に対して46.5度)を測定することにより求めたせん断変形角である。層間部材角 1/50 での入力せん断力は $0.31 f_c'$ 、せん断変形角は 1% であり、平均斜め圧縮ひずみは 0.25% であった。パネル内圧縮主ひずみはさらに大きく、コンクリート最大強度に達したと思われる。層間部材角 1/25 では入力せん断力は $0.32 f_c'$ となり、せん断変形角は 2 倍以上になった。

4.4 各部材の変形割合 試験体 B2 の柱、梁および接合部の変形が層間変位に占める割合を図9に示す。接合部の変形成分は層間変位と共に増加し、層間部材角 1/50 時には約 40% と

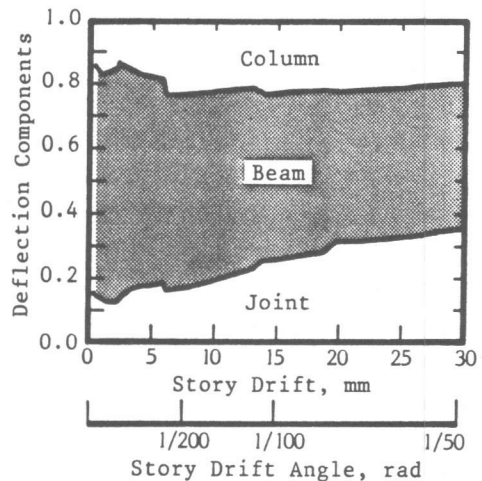


図9 変形成分の割合

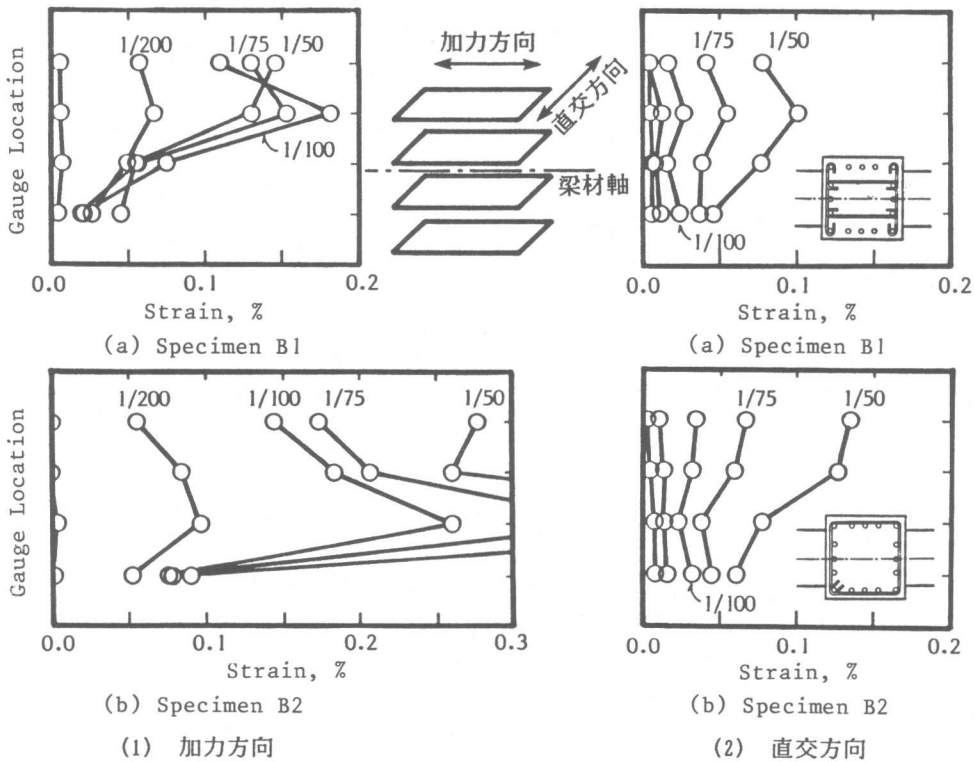


図 10 接合部横補強筋ひずみ分布

なり、梁の変形成分とほぼ同等になった。層間部材角 1/50 での繰り返し载荷によって接合部変形成分は微増した。

4.5 接合部横補強筋のひずみ分布 試験体 B1、B2 の接合部横補強筋ひずみ分布を加力方向、直交方向について図 10 に示す。ひずみは各横補強筋上面に貼付した箔ひずみゲージによって測定した。横補強筋降伏ひずみは 0.2 % とする。試験体 B1 の加力方向単筋のひずみは層間部材角 1/100 以降ほぼ一定となり、梁主筋付着劣化にともない接合部パネル内に形成されるトラス機構のせん断伝達能力が頭打ちになったことを示す。接合部入力せん断力は増加しており、接合部主対角方向に形成される圧縮ストラットのコンクリート負担分が増えたことになる。試験体 B2 の加力方向部分のひずみは層間変位と共に増加したことから、単筋を利用することにより直交方向の拘束による影響を除去できたと考える。直交方向のひずみは試験体 B2 のほうがわずかに大きかった。層間部材角 1/50 の範囲では直交方向横補強筋は降伏しておらず、拘束筋量としては本試験体程度で十分と思われる。

4.6 検討 以上より、本試験体は層間部材角 1/50 の範囲では接合部未破壊であり、柱・梁および接合部からなる単位架構としては良好な靱性能を有するものと判断される。本試験体の挙動の是非は、1 % 程度の接合部せん断変形が構造物の地震応答にあたる影響を調べることににより判断すべきものとする。しかしながら、接合部せん断変形成分が大きいため梁降伏の生じる層間変位が大きくなり、地震時に梁端部のエネルギー吸収能を十分に発揮できないおそれがあること、また層降伏を生じる可能性があること、および被災した接合部の補修が困難なこと、などを鑑みて、本試験体で接合部に入力されたせん断力 $0.3 f'_c$ は許容しないものとする。柱の高軸力は主ストラットの圧縮応力を増大させるため、主ストラットの圧壊が早まる可能性がある。

ただし既往の実験結果（柱軸応力度 $0.04 f_c' \sim 0.49 f_c'$ ）では、その影響はわずかであった。

拘束筋としての接合部横補強筋は 0.4% 配筋すれば十分と判断する。横補強筋比は、梁上下端筋の間にある横補強筋全断面積を柱幅および梁危険断面における応力中心間距離 ($7/8 d$ 、 d : 梁有効せい) で除したものである。

4.7 スラブおよび直交梁の効果

スラブおよび直交梁の付いた立体柱・梁接合部についての入せん断力の制限は別に検討する必要がある。二方向加力を受けるスラブ付き立体柱・梁接合部試験体 (K シリーズ) [2] における一方向加力時の入せん断力レベル v_p/f_c' -層間変位関係を図 1 1 に示す。立体試験体 K1、K3 は層間部材角 $1/25$ 時の入せん断力がそれぞれ $0.38 f_c'$ 、 $0.35 f_c'$ でも接合部せん断破壊はおこらず、層間変位に占める接合部変形成分も 20% 程度と小さかった。このことから立体骨組接合部のせん断入力量の制限は、平面骨組の場合よりも緩和され、スラブおよび直交梁の接合部コア・コンクリートに対する拘束効果、二方向加力によるコンクリートの劣化などを定量的に評価して、平面骨組接合部の制限値に加えることによって定まると考える。

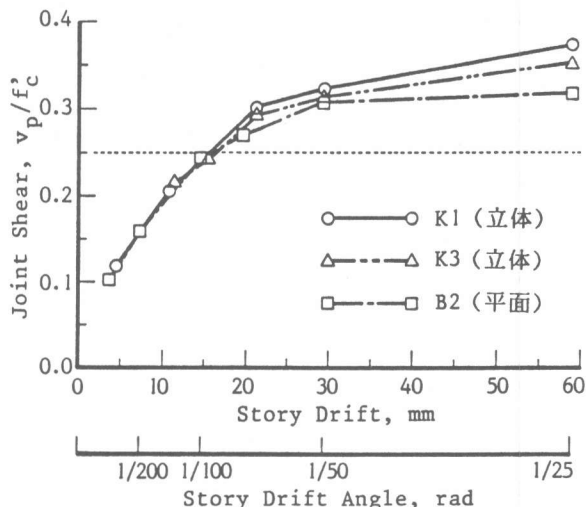


図 1 1 接合部入せん断力 v_p/f_c' -層間変位関係

図 1 1 に示す。立体試験体 K1、K3 は層間部材角 $1/25$ 時の入せん断力がそれぞれ $0.38 f_c'$ 、 $0.35 f_c'$ でも接合部せん断破壊はおこらず、層間変位に占める接合部変形成分も 20% 程度と小さかった。このことから立体骨組接合部のせん断入力量の制限は、平面骨組の場合よりも緩和され、スラブおよび直交梁の接合部コア・コンクリートに対する拘束効果、二方向加力によるコンクリートの劣化などを定量的に評価して、平面骨組接合部の制限値に加えることによって定まると考える。

5. 結論

接合部入せん断力の制限、拘束筋として必要な接合部横補強筋の量を実験により検討した。また、梁主筋の接合部内付着劣化の制限を再検討した。その結果を以下に示す。接合部横補強筋には拘束効果を期待するため、細径鉄筋を密に配筋することが望ましい。スラブおよび直交梁の付く実構造物では、(4)式の入せん断力の規定を緩和できる可能性がある。

$$v_p \leq 0.25 f_c' \quad \text{横補強筋量は } 0.4\% \text{ 以上} \quad (4)$$

$$h_c/d_b \geq \sigma_y / (9 \cdot \sqrt{f_c'}) \quad (5)$$

6. 謝辞

試験体作製、実験実施にあたり御協力いただいた(株)ショックベトンジャパン、東京大学工学部助手細川洋治、田才晃の両氏および東京大学工学部建築学科青山・小谷研究室の皆様、図 1 を作製するにあたり貴重な実験データを提供していただいた鹿島建設、熊谷組、鴻池組、清水建設、竹中工務店、千葉大学野口研究室、東急建設、戸田建設、西松建設、間組、フジタ工業、三井建設に厚く御礼申し上げます。

7. 参考文献

[1]北山、青山：“鉄筋コンクリート造骨組接合部の耐震性”、第7回日本地震工学シンポジウム講演集、1986、pp.1687-1692。[2]北山、浅海、小谷、青山：“スラブ付き立体柱・梁接合部の挙動”、第8回JCI年次講演会論文集、1986、pp.649-652。[3]小林、溜、小谷、青山：“鉄筋コンクリート造柱-梁接合部の実験的研究”、第6回JCI年次講演会論文集、1984、pp.653-656。