



圧着接合されたプレストレスト・コンクリート
柱・梁接合部の設計
および性能評価に関する研究

報告書

2003年5月

東京都立大学大学院
工学研究科建築学専攻

助教授 北山和宏
助 手 岸田慎司

はしがき

本研究報告書は、鹿島建設技術研究所からの2002年度教育研究奨励寄付金によって実施された「圧着接合されたプレストレスト・コンクリート柱・梁接合部の設計および性能評価に関する研究」の成果を取りまとめたものである。

目次

はじめに

1. 柱・梁接合部のせん断に対する設計 1
 - 1) 接合部入力せん断力
 - ① 内柱・梁接合部の場合
 - ② 外柱・梁接合部の場合
 - 2) 実験による入力せん断力とせん断強度との比較
 - 3) 平面保持解析によるコンクリート圧縮域深さ

 2. 柱・梁接合部がせん断破壊するときの層せん断力を簡易に求める方法 9
 - 1) 接合部破壊時の層せん断力の導出
 - 2) 計算結果と実験結果との比較
 - 3) まとめ

 3. 等価粘性減衰定数の評価14
 - 1) 等価粘性減衰定数とRC用付着指標との関係
 - 2) PC構造への適用
 - 3) 変位の塑性率の算定
 - 4) 等価粘性減衰定数の実験値と計算値との比較
 - 5) PC圧着工法による十字形柱・梁接合部架構の等価粘性減衰定数の評価 まとめ

 4. 接合部パネルのせん断ひび割れ強度19
 - 1) 接合部せん断ひび割れ発生時の層せん断力
 - 2) 接合部せん断ひび割れ強度計算式
 - 3) 接合部せん断ひび割れ強度の実験値と計算値との比較
 - 4) 接合部まわりの応力状態
- 付録) 各試験体のひび割れ発生状況

はじめに

プレキャスト工法によって作製された鉄筋コンクリート（RC）の柱および梁部材を、貫通させたPC鋼材を緊張することによって組み立てた部分架構の柱・梁接合部を対象として、その設計の考え方、柱・梁接合部がせん断破壊するときの層せん断力を簡易に求める方法、復元力履歴特性におけるエネルギー吸収性能の定量評価および接合部パネルの斜めせん断ひびわれ発生強度の評価法をまとめた。柱・梁接合部を通し配筋されるのはPC鋼材のみであることが特徴である。

なお本研究では、本学と鹿島技術研究所とによって実験が実施された平面架構の内柱・梁接合部および外柱・梁接合部を扱うものとする。外柱・梁接合部でPC鋼材の定着具が接合部内に設置される場合や、骨組隅角部のL形接合部、二方向から梁が接続する立体柱・梁接合部については、今後検討することが必要である。

1. 柱・梁接合部のせん断に対する設計

PC圧着工法による内柱・梁接合部（十字形）および外柱・梁接合部（ト形、現段階ではPC鋼材が柱外部に定着される場合に限る）のせん断力に対する設計は以下の方法による。

- (1) 柱・梁接合部のせん断強度として、日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」[1.1]によるRC柱・梁接合部のせん断強度を準用する。
- (2) 梁部材が降伏するときに柱・梁接合部に入力されるせん断力が、柱・梁接合部せん断強度を下回ることを確認する。これとは逆に、柱・梁接合部がせん断強度に達するときの層せん断力を第2章で説明する簡易法などによって求め、これが梁降伏時の層せん断力を上回ることを確認してもよい。

設計でのチェック・ポイント：

- (a) 内柱・梁接合部の場合、梁部材の断面解析を行って求めたコンクリート圧縮域深さが梁降伏時に梁せいの1/2を超えるかどうかを確認する。圧縮域深さが梁せいの1/2を超える場合には、接合部入力せん断力の求め方が従来のRC柱・梁接合部で用いられる方法では不適切であることに注意する。
- (b) 外柱・梁接合部の場合、PC鋼材の断面内での高さ方向の位置に注意が必要である。PC鋼材が梁断面せいの中央1/3（暫定数値）内に配置される場合には、（定着版の大きさにも依存するが）接合部入力せん断力を確定的に評価することが難しくなる。

以下に接合部入力せん断力の求め方やPC柱・梁接合部のせん断強度の検証などを解説する。

1) 接合部入力せん断力

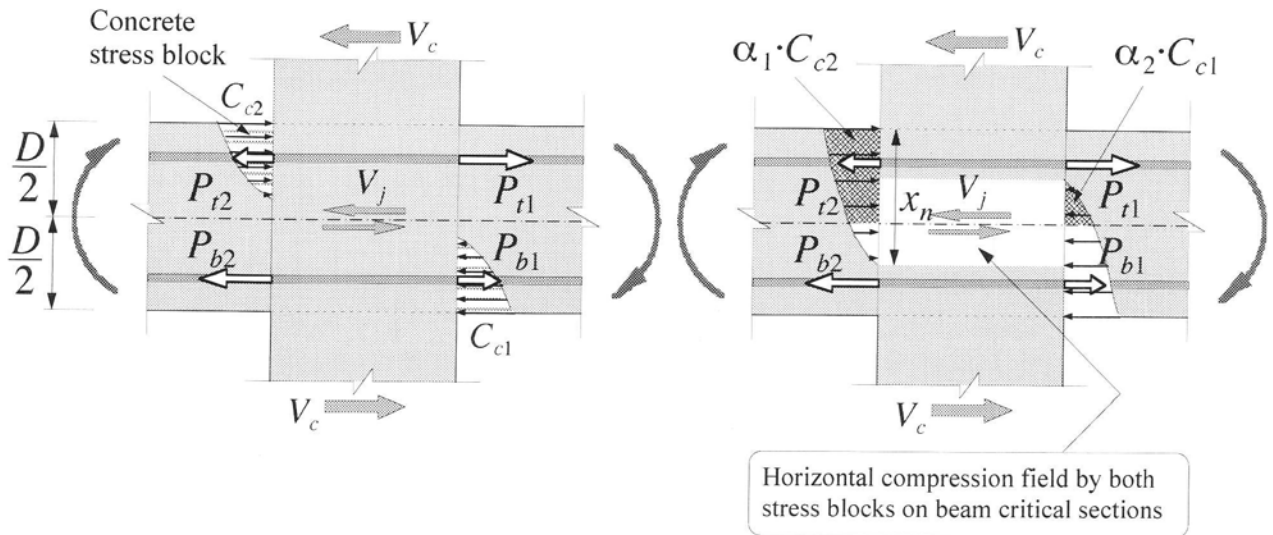
スリーブ内にグラウト材を充填することによってPC鋼材と周囲のコンクリートとの付着伝達が期待できる場合、梁断面を対象として平面保持を仮定した断面解析を行い、PC鋼材が降伏強度に達したときの梁危険断面モーメントと各PC鋼材に作用する引張り力を求める。このときコンクリート圧縮域の深さに注意する。以下に内柱・梁接合部および外柱・梁接合部の入力せん断力の求め方を示す。

① 内柱・梁接合部の場合

コンクリート圧縮域深さが梁せいの1/2以下であれば図1.1(a)のように接合部中央の水平断面に作用するせん断力 V_j は(1.1)式で求められる。

$$V_j = P_{t1} + P_{b2} - V_c \quad \dots(1.1)$$

ここで、 P_{t1} ：右危険断面において引張り側となるPC鋼材の引張り力、 P_{b2} ：左危険断面において引張り側となるPC鋼材の引張り力、 V_c ：柱せん断力、である。



(a) コンクリート圧縮域深さが梁せいりの1/2未満の場合

(b) コンクリート圧縮域深さが梁せいりの1/2以上の場合

図1.1 梁危険断面でのコンクリート圧縮域と接合部入力せん断力

一方、図1.1(b)のようにコンクリート圧縮域深さが梁せいの1/2を超えると内柱を挟んだ左右の危険断面におけるコンクリート圧縮域が接合部中央付近で向き合うため、この部分に水平な圧縮応力場が形成され、その分の圧縮力は水平方向のせん断伝達には寄与しない。この場合、接合部中央の水平断面に作用するせん断力 V_j は(1.2)式で求められる。

$$V_j = \alpha_1 C_{c2} - P_{t2} + P_{t1} - \alpha_2 C_{c1} - V_c \quad \dots(1.2)$$

$$C_{c1} = P_{t1} + P_{b1}$$

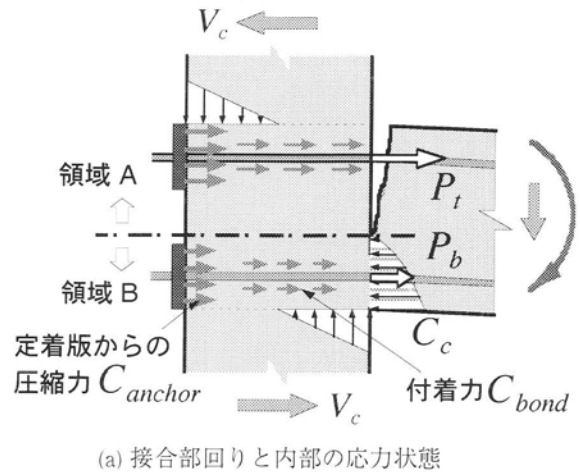
$$C_{c2} = P_{t2} + P_{b2}$$

ここで、 C_{c1} 、 C_{c2} ：左右の危険断面にそれぞれ作用するコンクリート圧縮力、 α_1 ：接合部のせん断伝達に寄与するコンクリート圧縮力の割合、 α_2 ：せん断伝達には寄与しないため削除するコンクリート圧縮力の割合、である。左右のコンクリート圧縮領域の形状が合同である場合には、接合部の中心で切断したときの入力せん断力が最大となり、 $\alpha_1 + \alpha_2 = 1$ が成り立つ。

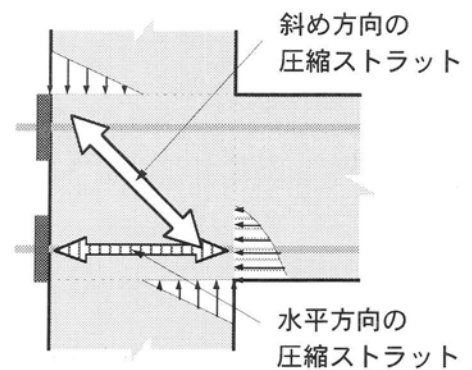
このように接合部入力せん断力の算定には、梁危険断面におけるコンクリート圧縮域深さが重要になる。ただし梁降伏を先行させるような実質的な設計においては、コンクリート圧縮域深さが梁せいの1/2より大きくなることはほとんどないと考えられ、通常のRC柱・梁接合部と同様に(1.1)式によって入力せん断力を求めてよいことになる。

② 外柱・梁接合部の場合

図1.2(a)のような応力状態を想定する。一点鎖線の位置で切断したときの接合部入力せん断力 V_j は(1.3)式で求められる。



(a) 接合部回りと内部の応力状態



(b) ふたつの圧縮ストラット

図1.2 外・柱梁接合部の応力状態

$$V_j = P_t - V_c \quad \dots(1.3)$$

ここで、 P_t ：引張り側となるPC鋼材の引張り力、である。外柱・梁接合部の場合、接合部に入力されるせん断力の経路が図1.2(a)の領域Aと領域Bとは異なると考えられる。すなわち、

領域Aの入力経路：（PC鋼棒に沿った付着力）+（上部定着版からの圧縮力） $\equiv P_t$

領域Bの入力経路：（梁付け根からの圧縮力 C_c ）-（PC鋼棒に沿った付着力+下部定着版からの圧縮力）

領域Aにおける接合部入力せん断力は明らかに(1.3)式で求めてよい。これに対して領域Bでは、梁危険断面のコンクリート圧縮力 C_c が接合部入力せん断力に全て寄与するわけではない。PC鋼材の定着版からコンクリートに伝達される圧縮力 C_{anchor} およびPC鋼材から付着を介してコンクリートに伝達される圧縮力 C_{bond} は圧縮力 C_c を打ち消す方向に作用しているからである。そこで領域Bにおける接合部入力せん断力 $V_j(B)$ は以下となる。

$$V_j(B) = C_c - (C_{anchor} + C_{bond}) - V_c \quad \dots(1.4)$$

ここで、 $C_c = P_t + P_b$ および $C_{bond} = P_b - C_{anchor}$ (P_b ：圧縮側となるPC鋼材の引張り力) であるので(1.4)式に代入して整理すると、(1.3)式と同じになる。結局、外柱・梁接合部パネル内

には図1.2(b)のような斜め圧縮ストラットと水平方向の圧縮ストラットとが形成されていると考えられる。水平方向の圧縮ストラットは自己釣り合い系の応力であり、接合部のせん断伝達には寄与しない。

なお図1.2(a)において、梁危険断面でのコンクリート圧縮域深さが大きくなり上端PC鋼材の定着版位置と高さ方向において重なる場合、内柱・梁接合部に類似して考えると上部定着版からの圧縮力全てがパネル内のせん断伝達に寄与するわけではなくなる。このような場合には、(1.3)式による入力せん断力は過大評価であると考えられる。

図1.3のように梁危険断面でのコンクリート圧縮域深さが小さく、中立軸位置が圧縮側PC鋼材よりも下側になるような場合（PC鋼材が梁断面の中心近くに配置されるようなときに生じる可能性がある）、中立軸位置（図の一点鎖線）で接合部を水平に切断したときの接合部入力せん断力は力の釣り合いより以下となる。

$$V_j = P_t + P_b - V_c \quad \dots(1.5)$$

(1.5)式で得られる入力せん断力は(1.3)式より得られるそれよりも明らかに大きい。ただしこの場合も、圧縮側PC鋼材の定着版からの圧縮反力と梁付け根コンクリートの圧縮力とのあいだに一軸圧縮応力状態となる領域が形成され、その分の圧縮力は水平せん断力の伝達には寄与しないため、実際に入力されるせん断力は(1.5)式から計算される値よりも小さくなる。

以上のように外柱・梁接合部の入力せん断力を求める際には、梁危険断面におけるコンクリート圧縮域深さとPC鋼材定着版との位置関係に注意することが必要である。西山ら[1.2]は実験によって得られた入力せん断力がRC外柱・梁接合部のせん断強度よりも著しく大きいと報告した。しかし、上述のようにPC鋼材定着版からの圧縮力は梁付け根コンクリートからの圧縮力とキャンセルされ、接合部に入力されたせん断力は実際にはかなり小さかったと推量される（注1.1）。

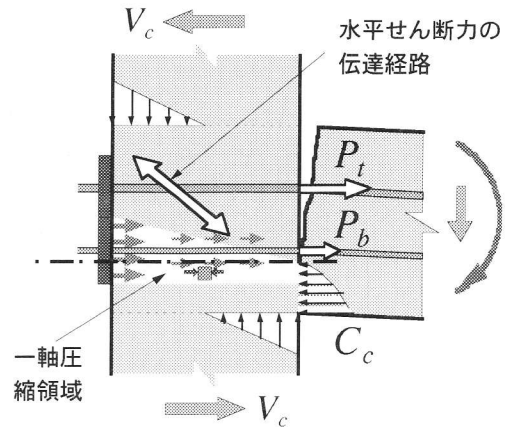


図1.3 圧縮域深さが小さいとき

2) 実験による入力せん断力とせん断強度との比較

接合部破壊が先行した十字形試験体BHH2およびト形試験体BHH3において、実験では梁危険断面近傍でのコンクリート圧縮域深さが梁せい（400mm）の1/2を超える結果となった（図1.7参照）。そのほかの内柱・梁接合部試験体では大変形時に一部でコンクリート圧縮域深さが梁せいの1/2を超える程度で、ほぼ梁せいの1/2未満であった。これらを考慮して(1.1)～(1.3)式によって求めた接合部入力せん断力とAII靱性保証型耐震設計指針[1.1]の解説中に記載された接合部せん断強度の平均値とを比較して図1.4に示す。入力せん断力をせん断応力度に変換する際のせん断抵抗断面積は柱幅と梁幅との平均値と柱せいとの積とした。また、接合部せん断強度の平均値は以下の通りである。

$$\text{内柱・梁接合部： } \tau_{ju} = 0.80 \cdot \sigma_B^{0.712} \quad \dots(1.6 \text{ a})$$

$$\text{外柱・梁接合部： } \tau_{ju} = 0.59 \cdot \sigma_B^{0.718} \quad \dots(1.6 \text{ b})$$

ここで、 τ_{ju} ：接合部の終局せん断応力度の平均値（単位はN/mm²）、 σ_B ：コンクリート圧縮強度（単位はN/mm²）である。同指針では平面骨組のせん断設計時には上記の平均強度を0.85倍した下限値に対して行うように規定している。

接合部せん断破壊が先行した試験体のせん断強度は、ほぼ上記の平均強度によって評価できる。またPC鋼棒降伏後の繰り返し載荷によって接合部破壊を生じた試験体（BNN1、BHH1およびBFHの3体）においては、いずれも(1.6 a)式による平均強度を下回ったが、これを0.85倍した下限値とほぼ一致した。このことからPC鋼材降伏後の接合部せん断破壊を防止するためには、梁降伏時の接合部入力せん断力を文献[1.1]によるせん断強度下限値に適当な安全率を乗じて得られる強度以下とすればよい。この安全率の定量化にはさらに検討が必要である。

初期導入張力が試験体BNN1よりも小さく、梁付け根コンクリートの圧壊後にPC鋼棒の降伏を生じた試験体BNN2でも、入力せん断力の最大値はせん断強度の下限値に達していた。この試験体では接合部の損傷もかなり激しく接合部せん断変形角も1.5%に達していたことから、実質的には接合部破壊を生じたと判断できる。なおPC鋼材への初期導入張力が接合部強度に与える影響については、今回の実験では言及するに至らなかった。

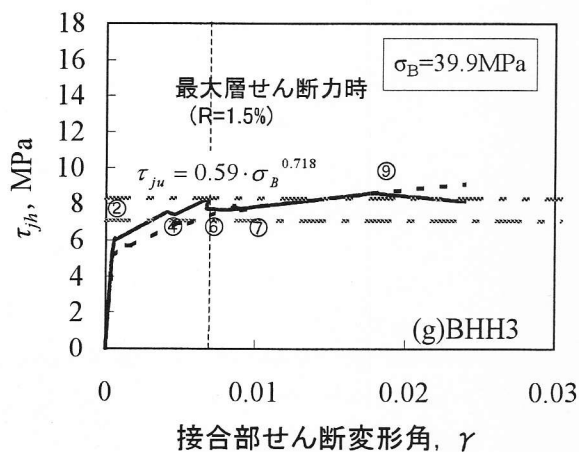
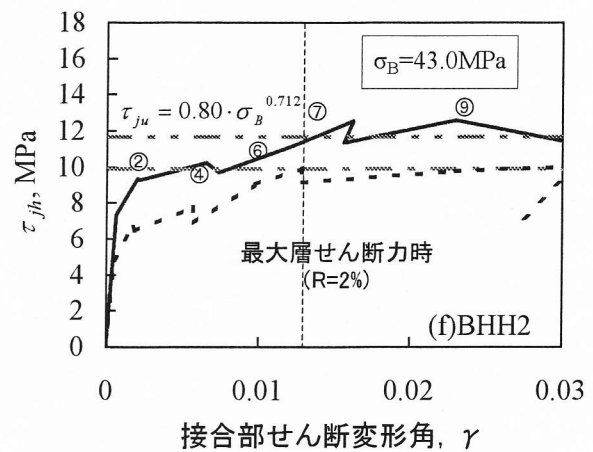
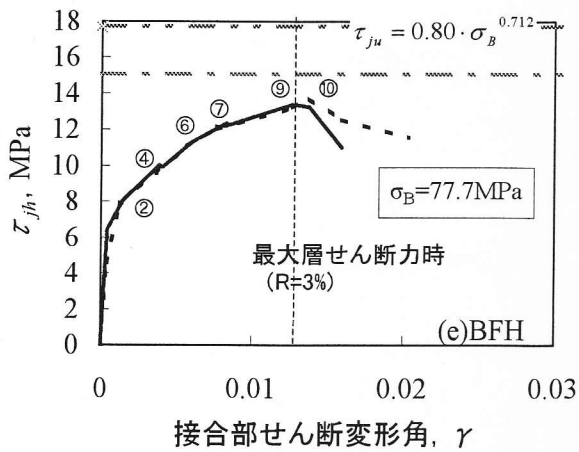
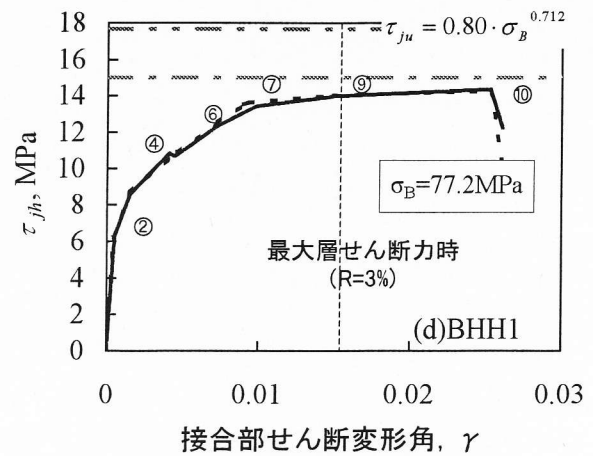
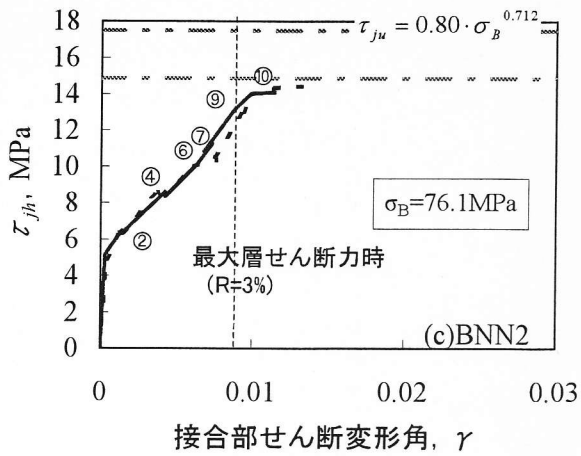
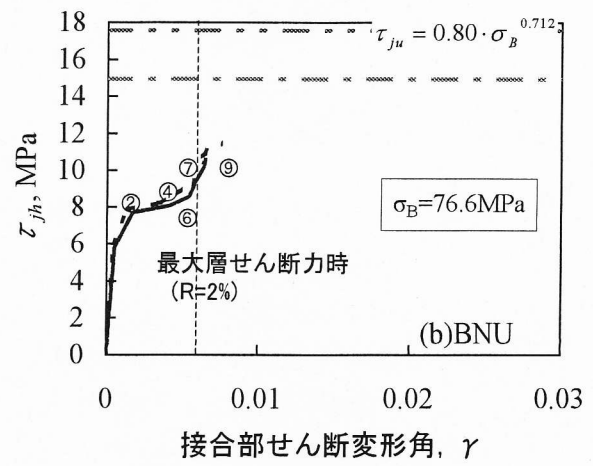
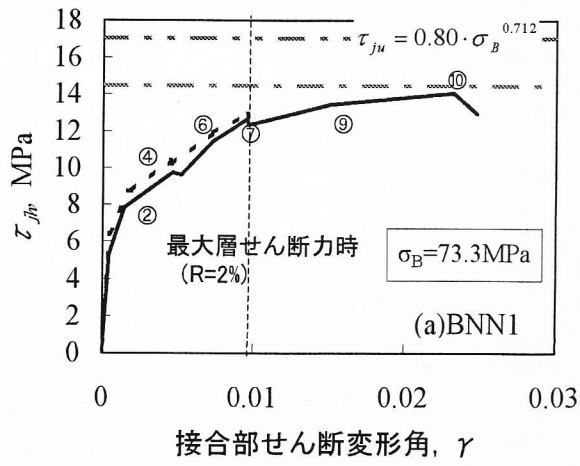
アンボンドPC鋼棒を使用した試験体BNUでは、梁付け根コンクリートが激しく圧壊して接合部の損傷は他の試験体と比較すると軽微であった。接合部入力せん断力は最後まで増大し続けたが、その最大値は平均せん断強度の60%にとどまった。

3) 平面保持解析によるコンクリート圧縮域深さ

接合部破壊した十字形試験体BHH2およびト形試験体BHH3の梁断面について平面保持を仮定した解析を行い、コンクリート圧縮域深さの推移を検討した。断面解析では、PC鋼棒の応力-ひずみ関係は完全弾塑性とし、コンクリートの応力-ひずみ関係は梅村のe-関数によってモデル化した。PC鋼棒からコンクリートへの付着は常に保持されるとした。

圧縮域深さと断面モーメントとの関係を図1.5に示す。十字形試験体では、加力初期からPC鋼棒降伏時耐力の約2/3までコンクリート圧縮域深さは梁せい（400mm）の1/2を超えたので、この範囲で(1.2)式によって接合部入力せん断力を求めた。ト形試験体ではコンクリート圧縮域深さが70mm（圧縮縁から圧縮側PC鋼棒までの距離）以下になることはなかったため、(1.3)式によって接合部入力せん断力を求めた。

入力せん断応力度とコンクリート圧縮域深さとの関係を図1.6に示す。同図には、(1.6 a)式あるいは(1.6 b)式による接合部強度の平均値（試験体BHH2：11.6 MPa、試験体BHH3：8.3 MPa）をあわせて示した。実験におけるコンクリート圧縮域深さの推移を図1.7に示す。実験における最大せん断力時のコンクリート圧縮域深さは十字形試験体BHH2で295mm、ト形試験体BHH3で241mmであった。これに対して平面保持解析による接合部入力せん断力が(1.6)式による平均せん断強度に到達したときのコンクリート圧縮域深さはそれぞれ226mmおよ



注)
 一点破線: AIJ靱性指針式下限式
 二点破線: AIJ靱性指針式平均式
 点線: 正載荷時
 実線: 負載荷時

図1.4 接合部入力せん断力と接合部せん断変形角の関係

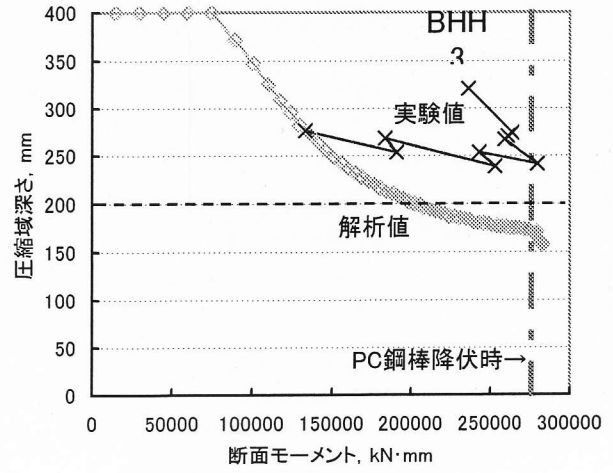
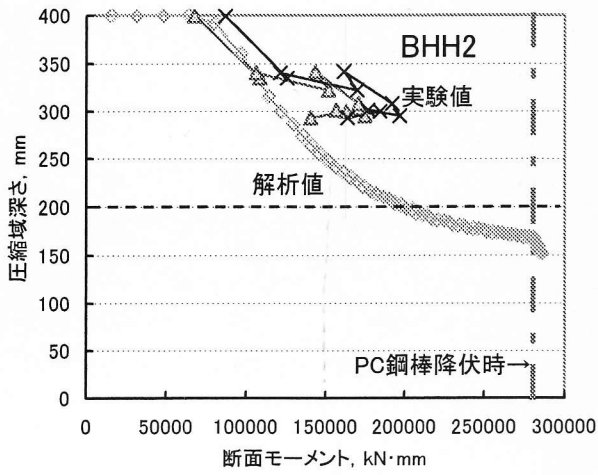


図1.5 コンクリート圧縮域深さと断面モーメントの関係

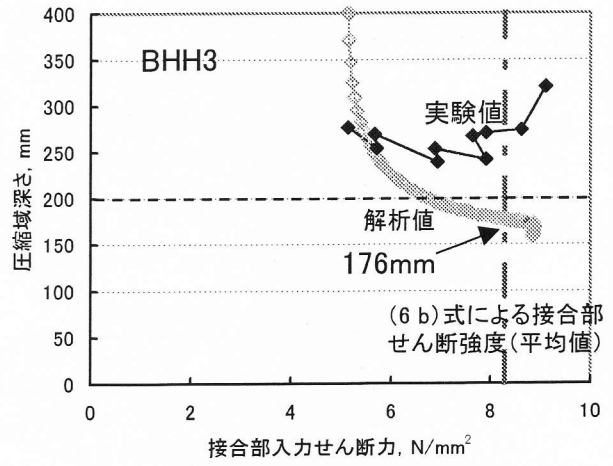
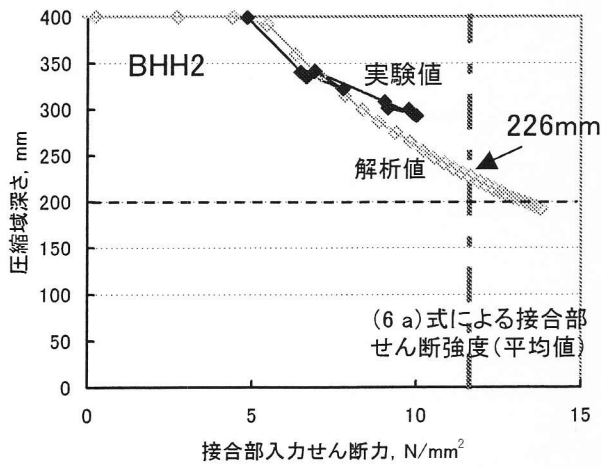


図1.6 コンクリート圧縮域深さと接合部入力せん断力の関係

び176mmであり、いずれも実験値の3/4程度であった。実験ではPC鋼棒に沿った付着劣化が早期に生じたことが原因と考えられる（注1.2）。

図1.6では十字形試験体の圧縮域深さが入力せん断力の増大とともに徐々に低下するのに対して、ト形試験体では加力初期の段階において圧縮域深さが急激に低下する。このように試験体形状によって圧縮域深さ—入力せん断力関係の推移が異なるのは、接合部入力せん断力を求める際に十字形試験体では(1.2)式のように圧縮側PC鋼棒の引張り力が関与するためである。(1.2)式において左右対称かつ上下等量配筋として、 $P_{t1} = P_{t2} = P_t$ および $P_{b1} = P_{b2} = P_b$ において整理すると、

$$V_j = 2\alpha_1 P_t - 2(1 - \alpha_1) P_b - V_c \quad \dots(1.7)$$

となる。圧縮域深さが大きくなるほど係数 α_1 は小さくなるので、(1.7)式の右辺第2項の削除分が増えるために入力せん断力の増分が小さくなるのがわかる。参考までに実験および解析について、(1.2)式による入力せん断力、 $\alpha_1 = 1$ （(1.1)式と同じになる）とした場合の入力せん断力、引張り側のPC鋼棒が負担する引張り力 P_t 、圧縮側PC鋼棒が負担する引張り力 P_b の推移を図1.8に示す。

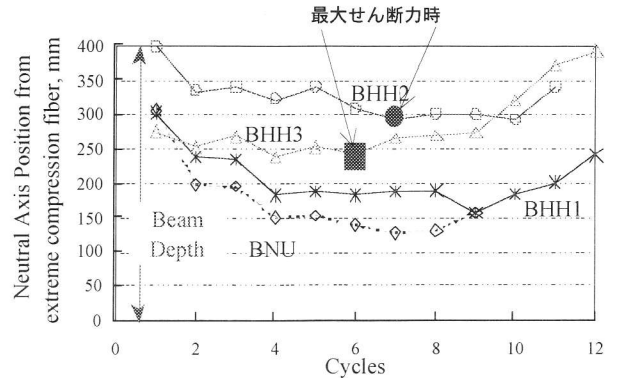


図1.7 実験におけるコンクリート圧縮域深さの推移

そのほかの内柱・梁接合部試験体の梁断面についても同様の断面解析を行った。試験体BNN1を例として図1.9に示す。降伏強度の半分程度の耐力時にコンクリート圧縮域深さは梁せいの1/2より小さくなり、実験と定性的に一致した。PC鋼材降伏時の接合部入力せん断力を求める際には(1.1)式を用いればよいことがわかる。

（注1.1）

西山らは平面外柱・梁接合部試験体を用いてPC鋼棒の初期導入張力（梁断面での軸力比にして0、0.06、0.12および0.18）を変数とし、梁の曲げ降伏を先行させる実験を行なった。梁断面には普通鉄筋を上下に配筋するとともに断面中央にPC鋼棒を1本のみ配置し、その定着具は柱外部に設けた。梁曲げ降伏が生じたため接合部強度を直接評価することはできなかったが、入力せん断力の最大値を検討することによって以下の外柱・梁接合部せん断強度 V_{ju} を提案した。

$$V_{ju} = 0.18\sigma_B \cdot b_j D_j + \alpha P_e \quad \dots(C1)$$

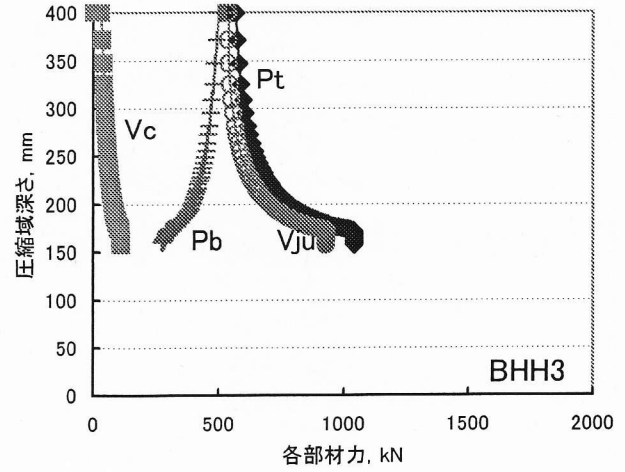
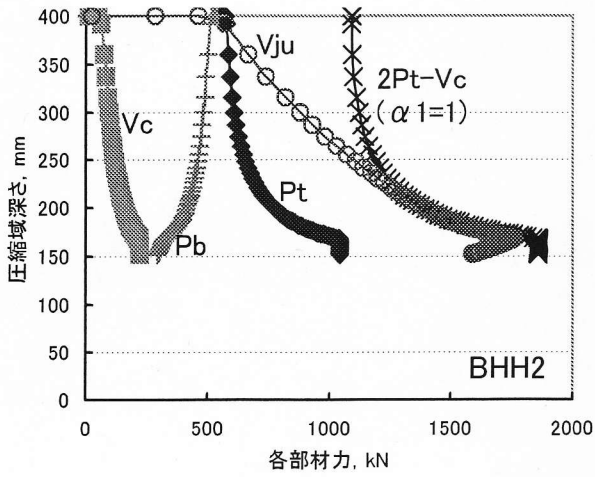
ここで、 σ_B ：コンクリート圧縮強度、 b_j ：接合部有効幅、 D_j ：90度折り曲げ筋水平投影長さ、 α ：有効係数で0.5～1.0（西山らの実験結果より）、 P_e ：有効プレストレス力、である。右辺第1項はAIJ終局強度型設計指針式である。ただし外柱・梁接合部がせん断破壊した試験体はないため、上式の妥当性は確認できない。ちなみに本学で実験されたト形試験体BHH3の実験結果を用いて(C1)式の係数 α を求めると0.12となり、西山の提案よりも相当小さい。

（注1.2）

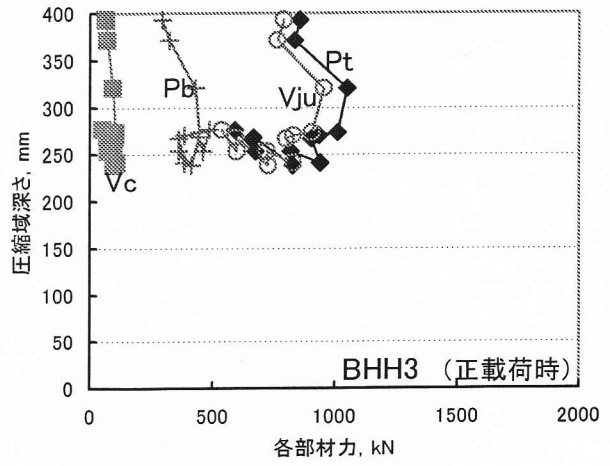
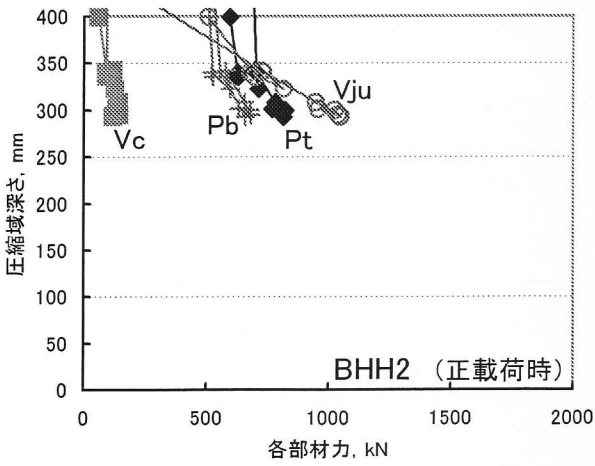
試験体BHH2およびBHH3では、柱・梁接合部内部のスリーブには実験の都合から表面の平滑な普通鋼管を用いたため、スリーブと周辺コンクリートとのあいだの付着性能が極めて悪かったと思われる。接合部内でのPC鋼棒に沿った付着応力度の平均値は両試験体とも1 N/mm²程度であり、他の試験体と比較して極端に小さかった。

参考文献

- [1.1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、1999年8月、pps.440.
- [1.2] 西山峰広、渡辺史夫、六車熙：プレストレスコンクリート梁柱ト型骨組の履歴復元力特性と接合部せん断性状に関する実験研究、日本建築学会構造系論文報告集、No.429、1991年11月、pp.31-40.

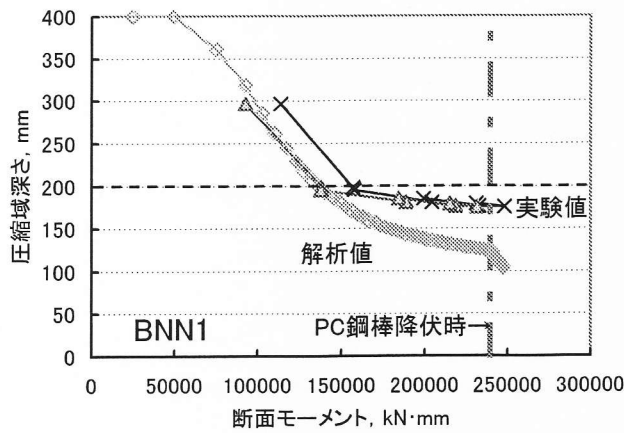


(a) 解析値



(b) 実験値

図1.8 コンクリート圧縮域深さと接合部入力せん断力, 柱せん断力およびPC鋼棒引張り力の関係



他の試験体の圧縮域深さは左図のように早期に小さくなっていた。

図1.9 コンクリート圧縮域深さと断面モーメントの関係(試験体BNN1の場合)

2. 柱・梁接合部がせん断破壊するときの層せん断力を簡易に求める方法

1) 接合部破壊時の層せん断力の導出

柱・梁接合部の設計においてはこれまで述べてきたように、PC鋼材降伏時の接合部入力せん断力を正しく評価して、それが接合部せん断強度以下であることを確認すればよい。ここでは、接合部がせん断破壊するときの層せん断力を簡易に求める方法を検討した。単位架構の性能を評価する際には、接合部入力せん断力よりも層せん断力のほうが扱い易いからである。

通常のRC柱・梁接合部においては、梁危険断面における応力中心間距離を簡単に求めることができるため、層せん断力 V_c と接合部入力せん断力 V_j とは以下のように結び付けられる。

$$V_j = \left\{ \frac{H(L - D_c)}{j_b \cdot L} - 1 \right\} \cdot V_c \quad \dots(2.1)$$

ここで H : 階高、 L : 梁のスパン、 D_c : 柱せい、 j_b : 梁断面における応力中心間距離、である (図2.1参照)。そこでPC構造においても梁危険断面におけるモーメント M_{b1} 、 M_{b2} を以下のように引張り側PC鋼材の引張り力と梁断面内の距離 j_{be1} 、 j_{be2} との積として表現できると都合がよい。

$$\begin{aligned} M_{b1} &= P_{t1} \cdot j_{be1} \\ M_{b2} &= P_{b2} \cdot j_{be2} \end{aligned} \quad \dots(2.2)$$

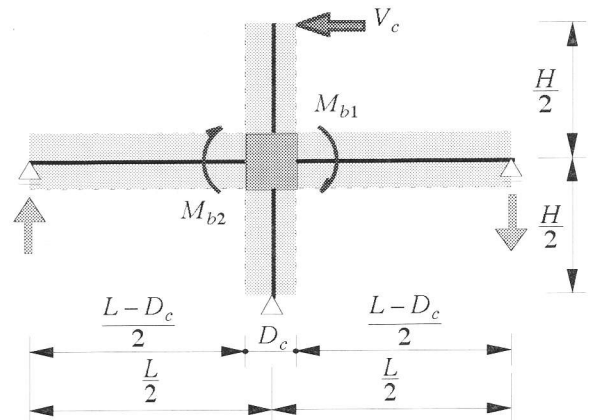


図2.1 柱梁単位架構の形状と寸法

ここで、 P_{t1} : 右側断面における引張り側PC鋼材の引張り力、 P_{b2} : 左側断面における引張り側PC鋼材の引張り力、である (図1.1参照)。 j_{be1} 、 j_{be2} は便宜的に想定した梁断面内の距離であって実際のPC梁断面における応力中心間距離ではないことに注意する。

以降は簡単のため、梁断面内のPC鋼材は上下等量に、かつ梁軸に対して上下対称に配筋されているとして $P_{t1} = P_{b2} = P_t$ とする。こうすると左右の梁断面内での距離 j_{be1} 、 j_{be2} は等しくなるので、 $j_{be1} = j_{be2} = j_{be}$ とおく。また通常のPC圧着工法によって用いられる梁断面では、左右の梁危険断面における終局時の圧縮域深さが梁せいの1/2を超えることはないと考えられる。このとき接合部入力せん断力は(1.1)式によって算定できる。すなわち、

$$\begin{aligned} V_j &= P_{t1} + P_{b2} - V_c = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{j_{be}} - V_c \\ &= \left\{ \frac{H(L - D_c)}{j_{be} \cdot L} - 1 \right\} \cdot V_c \end{aligned} \quad \dots(2.3)$$

柱・梁接合部のせん断強度はAIJ靱性保証型耐震設計指針などを準用して求めることができるので、結局、梁断面内の距離 j_{be} を定めることができれば接合部破壊時の層せん断力を得ることができる。そこで図2.2のような梁断面応力状態を考える。断面モーメント M_b はモーメントのつり合いより以下となる。

$$M_b = P_t \cdot j_{bt} - P_b \cdot j_{bc} \quad \dots(2.4 a)$$

ここで P_t 、 P_b : 引張り側および圧縮側のPC鋼材引張り力、 j_{bt} 、 j_{bc} : 断面の圧縮合力位置から引張り側あるいは圧縮側のPC鋼材までの距離、である。この断面モーメント M_b を便宜的に $P_t \cdot j_{be}$ と等しいと置くことによつ

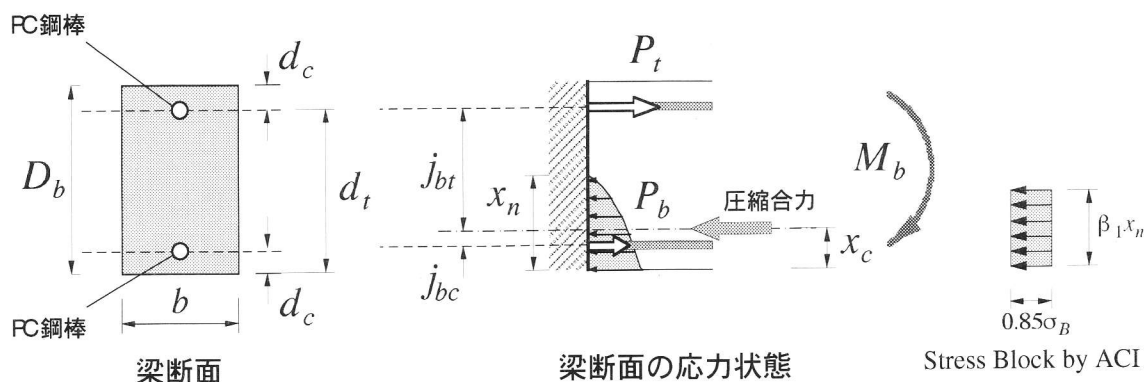


図2.2 梁断面の応力状態と寸法

て、距離 j_{be} を求めることができる。すなわち、

$$M_b = P_t \cdot j_{bt} - P_b \cdot j_{bc} \equiv P_t \cdot j_{be} \quad \dots(2.4 \text{ b})$$

これより、

$$j_{be} = j_{bt} - \frac{P_b}{P_t} \cdot j_{bc} = d_t - x_c - \frac{P_b}{P_t} \cdot (x_c - d_c) \quad \dots(2.5 \text{ a})$$

$$\begin{aligned} j_{bt} &= d_t - x_c \\ j_{bc} &= x_c - d_c \end{aligned}$$

ここで、 d_t 、 d_c : 圧縮縁から引張り側あるいは圧縮側のPC鋼材までの距離、 x_c : 圧縮縁からコンクリート圧縮合力までの距離、である。(2.5 a)式において、

$$\frac{P_b}{P_t} = \gamma \quad \dots(2.6)$$

とおくと、

$$j_{be} = d_t - x_c - \gamma (x_c - d_c) = d_t + \gamma d_c - (1 + \gamma) x_c \quad \dots(2.5 \text{ b})$$

さらに、(2.7)式のように置き換えると、(2.5 b)式は以下となる。

$$d_t + \gamma d_c \equiv D_e \quad \dots(2.7)$$

$$j_{be} = D_e - (1 + \gamma) x_c \quad \dots(2.5 \text{ c})$$

コンクリート圧縮合力の位置 x_c を定めるために、コンクリートの圧縮応力分布の形状を例えばACIの長方形と仮定する(注2.1)と断面での力のつり合いより、

$$P_t + P_b = 0.85 \sigma_B \cdot \beta_1 x_n \cdot b \quad \dots(2.8)$$

ここで、 σ_B : コンクリートの圧縮強度、 $\beta_1 x_n$: 長方形ストレス・ブロックのせい、 b : 梁幅、である。これより、

$$x_c = \frac{\beta_1 x_n}{2} = \frac{P_t + P_b}{1.7 \sigma_B b} = \frac{1 + \gamma}{1.7 \sigma_B b} P_t \quad \dots(2.9)$$

(2.5 c)式を変形すると、

$$x_c = \frac{D_e - j_{be}}{1 + \gamma} \quad \dots(2.10)$$

これを(2.9)式に代入して P_t を求めると、

$$P_t = \frac{1.7\sigma_B b}{1 + \gamma} \cdot x_c = \frac{1.7\sigma_B b}{(1 + \gamma)^2} (D_e - j_{be}) = B \cdot (D_e - j_{be}) \quad \dots(2.11)$$

ここで、
$$B = \frac{1.7\sigma_B b}{(1 + \gamma)^2} \quad \dots(2.12)$$

いっぽう、層せん断力 V_c と梁危険断面でのモーメント M_b とは以下の関係にある。

$$V_c = k \cdot 2M_b = 2k P_t j_{be} = 2kB j_{be} (D_e - j_{be}) \quad \dots(2.13)$$

ここで、
$$k = \frac{L}{H(L - D_c)} \quad \dots(2.14)$$

以上の(2.11)式および(2.13)式を用いると、接合部入力せん断力 V_j は以下となる。

$$\begin{aligned} V_j &= P_{t1} + P_{t2} - V_c = 2P_t - 2k P_t j_{be} = (1 - k \cdot j_{be}) \cdot 2P_t \\ &= 2B(1 - k \cdot j_{be}) \cdot (D_e - j_{be}) \end{aligned} \quad \dots(2.15)$$

これを断面内の距離 j_{be} について整理すると以下の2次方程式を得る。

$$k \cdot j_{be}^2 - (1 + k \cdot D_e) j_{be} + D_e - \frac{V_j}{2B} = 0 \quad \dots(2.16)$$

(2.16)式を解いて有意な解を求めると(2.17)式となる。

$$j_{be} = \frac{1 + k \cdot D_e - \sqrt{(1 + k \cdot D_e)^2 - 4k \left(D_e - \frac{V_j}{2B} \right)}}{2k} \quad \dots(2.17)$$

これによって接合部せん断破壊が生じるときの断面内の距離 j_{be} が求められるので、そのときの層せん断力 V_c を(2.13)式によって得ることができる。

以上は十字形の柱・梁接合部の場合である。ト形の柱・梁接合部の場合には、

$$V_c = k \cdot M_b \quad \dots(2.18)$$

$$V_j = P_t - V_c = B(1 - k \cdot j_{be}) \cdot (D_e - j_{be}) \quad \dots(2.19)$$

$$j_{be} = \frac{1 + k \cdot D_e - \sqrt{(1 + k \cdot D_e)^2 - 4k \left(D_e - \frac{V_j}{B} \right)}}{2k} \quad \dots(2.20)$$

のように表される。

表2.1 接合部破壊時の層せん断力 計算値と実験値

(1) 十字形試験体

試験体名	実施者	コンクリート圧縮強度, N/mm ²	破壊モード *1	実験での最大層せん断力 V _{c,exp} , kN	AJJ靱性指針による接合部せん断強度の平均値 V _j , kN	接合部破壊時の層せん断力 (計算値) V _{c,cal} , kN	V _{c,cal} /V _{c,exp}	断面内の距離 jbe (計算値), mm	jbe/dt *2	最大層せん断力時の jbe (実験値), mm	梁断面解析によってPC鋼材が降伏したときの層せん断力 V _{cy} , kN	V _{c,exp} /V _{cy}	V _{c,cal} /V _{cy}
PCa-2	柏崎・野口	37.2	J	144.2	787.7	108.6	0.75	158.3	0.79	—	142.9	1.01	0.76
S15.2-I	足立・西山	39.7	BY	53.5	825.1	64.3	1.20	168.2	0.84	—	48.8	1.10	1.32
S17.8-I	足立・西山	47.7	BY	67.9	940.3	76.2	1.12	174.6	0.87	—	71.1	0.96	1.07
S15.2-O	足立・西山	39.7	BY	55.2	825.1	64.3	1.16	168.2	0.66	—	51.2	1.08	1.26
S17.8-O	足立・西山	47.7	BY	65.6	940.3	76.2	1.16	174.6	0.68	—	75.6	0.87	1.01
BNN1	岸田・北山	73.3	BJ	190.3	1787.4	215.7	1.13	271.4	0.82	307.2	190.2	1.00	1.13
WNN	岸田・北山	75.5	BC	184.2	1825.5	221.2	1.20	272.4	0.83	—	203.6	0.90	1.09
BNU	岸田・北山	76.6	BC	149.0	1844.4	224.0	1.50	272.9	0.83	325.9	162.1	0.92	1.38
BNN2	岸田・北山	76.1	BCY	179.6	1835.8	222.7	1.24	272.7	0.83	288.2	194.1	0.93	1.15
BHH1	岸田・北山	77.2	BJ	195.6	1854.7	225.5	1.15	273.2	0.83	297.1	191.9	1.02	1.17
BFH	岸田・北山	77.7	BJ	194.2	1863.2	226.7	1.17	273.4	0.83	310.3	193.2	1.01	1.17
BHH2	岸田・北山	43.0	J	147.2	1222.7	135.4	0.92	251.4	0.76	249.4	237.9	0.62	0.57

(2) ト形試験体

BHH3	岸田・北山	39.9	J	111.2	874.1	94.6	0.85	246.0	0.75	291.7	117.8	0.94	0.80
------	-------	------	---	-------	-------	------	------	-------	------	-------	-------	------	------

*1 破壊モード： J-接合部せん断破壊 BY-PC鋼材降伏
 BJ-PC鋼材降伏後の接合部せん断破壊 BC-梁端部コンクリートの曲げ圧縮破壊
 BCY-梁端部コンクリート圧壊後にPC鋼材降伏
 *2 dt：圧縮縁から引張り側PC鋼材までの距離

2) 計算結果と実験結果との比較

前提項目： 接合部内にPC鋼材が通し配筋される内柱・梁接合部の場合には柱・梁接合部の破壊が顕著となる層間変形角2%程度まで繰り返し載荷すると、圧縮側のPC鋼材の引張り力 P_b は接合部内での付着劣化によって引張り側PC鋼材と同程度の引張り力を呈した。そこで $\gamma=1$ ($P_t \approx P_b$)としてよい。外・柱梁接合部の場合には試験体BHH3の実験結果を見ると、圧縮側PC鋼材の引張り力は初期導入張力よりも大きく低下した(注2.2)。最大層せん断力に達した時点(層間変形角1.5%)での引張り側PC鋼材の引張り力 P_t に対する圧縮側PC鋼材の引張り力 P_b の比($P_b/P_t=\gamma$)は0.4程度であった。そこでここでは暫定的に $\gamma=0.4$ とする。

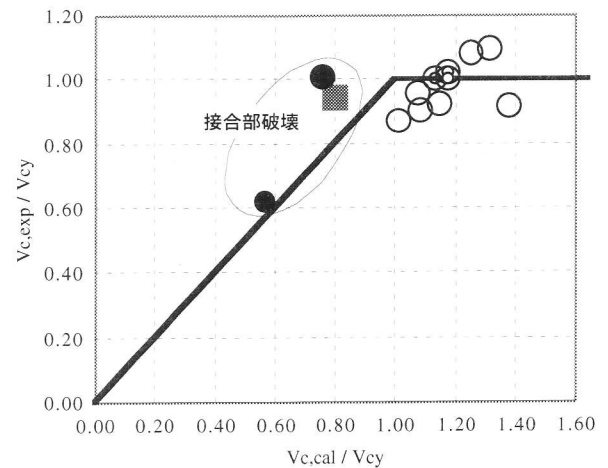


図2.3 接合部せん断破壊時の層せん断力 計算精度の検証

以上の方法によって柱・梁接合部がせん断破壊するときの層せん断力を求め、実験結果と比較・検討した(表2.1)。使用した試験体は圧着接合によって組み立てられた十字形試験体12体(うち本学で実施した試験体7体)とト形試験体1体(本学実施)である[2.1-2.3]。コンクリート強度が柱、梁部材で異なる場合には、小さい方を使用した。接合部せん断強度 V_j はRC建物の靱性保証型耐震設計指針による平均値((1.6)式)を準用して求めた。接合部破壊時の層せん断力計算値 $V_{c,cal}$ と実験による最大層せん断力 $V_{c,exp}$ との比($V_{c,cal}/V_{c,exp}$)は接合部破壊したものでは1より小さく、接合部破壊が先行しなかったものでは1より大きかった。接合部破壊した試験体3体のなかで柏崎らによる十字形試験体PCa-2[2.1]の計算値は実験値の75%であり、接合部破壊時の層せん断力を過小評価した。試験体PCa-2の梁断面内のPC鋼棒位置が断面中央に比較的近かった(梁せい30cmに対して上下の縁から10cmのところ)に位置した)ことが一因と考えられる。

梁断面解析によってPC鋼材が降伏する(試験体BNUのみはコンクリート圧壊が発生する)ときの層せん断力を V_{cy} (計算値)としたときに、 $V_{c,cal}/V_{cy}$ を横軸とし、 $V_{c,exp}/V_{cy}$ を縦軸とした関係を図2.3に示す。曲げ破壊

後に接合部せん断破壊した試験体を◎で、ト形試験体を■でそれぞれ示した。接合部が破壊した試験体（塗りつぶした印）は図中の実線よりも上にあることから、本提案によって計算した接合部破壊時の層せん断力は安全側の評価を与えると判断できる。

距離 d_t （これは梁断面の有効せいに該当する）に対する断面内の距離 j_{be} （計算値）の比 (j_{be}/d_t) は0.66から0.87となった。これをRC構造の場合に一般に用いられる応力中心間距離 $j = \frac{7}{8}d$ (d ：梁断面の有効せい)の係数 $7/8=0.88$ と便宜的に比較すると、全ての試験体で係数 $7/8$ のほうが大きかった。

提案法の妥当性を検証するために、本学で実験した7体の試験体について左右の梁の危険断面における断面内の距離 j_{be} を検討した。その一例を図2.4に示す。実験での j_{be} は、測定ひずみを応力変換して求めたPC鋼棒引張り力と測定した梁せん断力とから計算した。実験結果の包絡線を太線で、計算値を細線で示した。最大層せん断力時の j_{be} の実験値（図中の矢印）と計算値とはほぼ一致した。ほかの試験体に関して、最大層せん断力時の距離 j_{be} の実験値を表2.1に示す。ここで左右の梁の正負加力時の平均値を実験値とした。実験値に対する計算値の比は0.84から1.01であり、計算値は実験結果を過小評価する傾向にあったが、提案法で仮定した断面応力状態はほぼ妥当であると判断する。

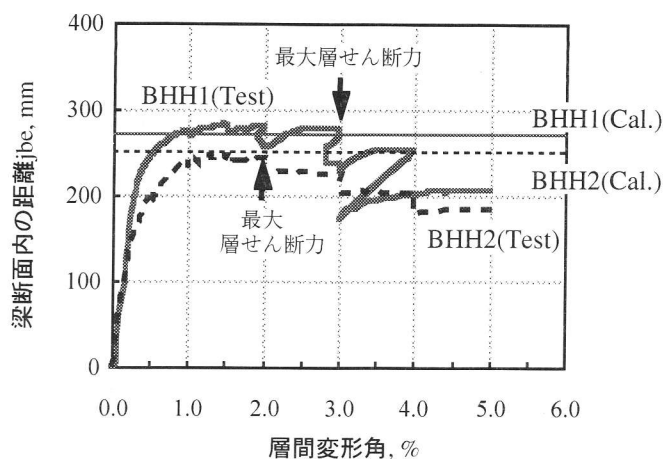


図2.4 断面内の距離 j_{be} の実験値と計算値との比較

3) まとめ

柱・梁接合部がせん断破壊するときの層せん断力を簡易に求める方法を提案した。梁危険断面でのコンクリートは圧壊していると仮定して、この断面での曲げモーメントを便宜的に（引張り側PC鋼材の引張り力）×（うでの長さ j_{be} ）と表現したときの断面内の距離 j_{be} を求めて、これに基づいて接合部せん断破壊時の層せん断力を算定した。圧着接合によって組み立てられたPC柱・梁接合部の実験結果と計算結果とを比較・検討したところ、使用した試験体数は少ないものの本方法による接合部破壊時の層せん断力は安全側の評価を与えた。ただし外柱・梁接合部についてはPC鋼棒を外定着した試験体1体のみであり、さらに検証が必要である。

（注2.1）

コンクリートの圧縮ストレス・ブロックの形状を三角形にしても、コンクリート圧縮合力の位置 x_c は長方形応力分布の場合よりも14%増大するに過ぎない。

（注2.2）

外・柱梁接合部試験体BHH3の実験結果を見ると、圧縮側PC鋼棒の引張り力は初期導入張力よりも大きく低下し、初期導入張力 P_i に対する圧縮側PC鋼棒の引張り力 P_b の比 (P_b/P_i) は最大層せん断力に達した時点で0.7であった。

参考文献

- [2.1] 紅谷信行、柏崎隆志、野口博：プレストレストコンクリート柱・梁接合部のせん断性状に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19、No.2、1997年、pp.1179-1184.
- [2.2] 足立将人、西山峰広：プレキャスト圧着接合梁柱十字型骨組の履歴挙動、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19、No.2、1997年、pp.1329-1334.
- [2.3] 岸田慎司、北山和宏、森山健作、丸田誠、木村暁子：圧着接合されたプレストレスト・コンクリート柱・梁接合部の力学性状に関する研究（その1～その3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2構造IV、2002年8月、pp.613-618.

3. 等価粘性減衰定数の評価

梁部材の降伏（PC鋼材の引張り降伏あるいは梁付け根コンクリートの圧壊）によって耐力が決定された6体の内柱・梁接合部試験体について、層間変位-層せん断力関係におけるエネルギー吸収性能を調べるために等価粘性減衰定数 h_{eq} を検討した。等価粘性減衰定数は、繰り返し载荷の各半サイクルごとの履歴面積をそのときの最大変位点を頂点とする弾性エネルギー量と 2π とで除したものである。層間変形角と h_{eq} との関係を図3.1に示す。ここでの h_{eq} は同一変位の繰り返し载荷1回めの値を用いた。ストランドを使用した試験体WNNおよび高強度グラウト材を用いた試験体BHH1の等価粘性減衰定数は基準試験体BNN1とほぼ同じであったため、図では省略した。純粋な鉄筋コンクリート構造

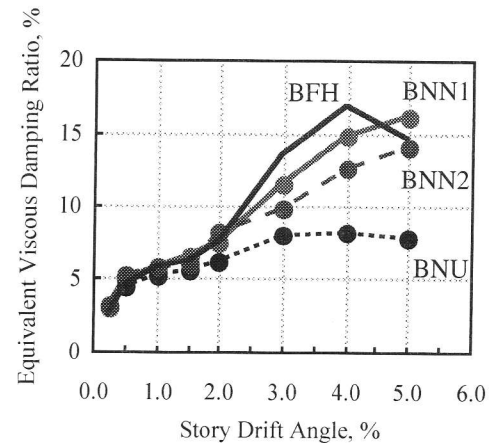


図3.1 層間変形角と h_{eq} との関係

(RC)と同様に、変形の増大とともに等価粘性減衰定数も増大した。アンボンドの試験体BNUでは等価粘性減衰定数は最大で8%程度であり、他のグラウトを施した試験体よりも小さかった。

ここではPC圧着工法で作られた内柱・梁単位架構の等価粘性減衰定数を評価するために、RC構造の等価粘性減衰定数評価法を準用する方法を考える。

1) 等価粘性減衰定数とRC用付着指標との関係

RC構造では柱・梁接合部内を通し配筋される梁主筋の付着劣化とともにエネルギー吸収性能が劣化する。筆者は梁主筋の接合部内付着性状を表わす付着指標 B_f を定義して、等価粘性減衰定数を変位の塑性率と付着指標 B_f との関数として(3.1)式のように定量化した[3.1]。なお(3.1)式は、同一変位振幅を有する繰り返し载荷2回めのエネルギー吸収性能を表しており、初载荷時の等価粘性減衰定数はこれよりも一般に大きくなることに注意が必要である。

$$h_{eq} = 0.09 + \frac{0.1}{B_f^2} \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) \quad \dots(3.1)$$

ここで、 μ ：変位の塑性率、 B_f ：付着指標で以下の定義による。

$$B_f = \frac{u_{b,av}}{\tau_u} \quad \dots(3.2)$$

$u_{b,av}$ ：接合部内梁主筋が柱面の一端で引張り降伏し、他端ではコンクリートの負担圧縮力を0として断面での力の釣り合いから定まる圧縮力を負担するときの接合部内平均付着応力度を求め、これを上端筋と下端筋とで平均した値である。これは想定し得る付着応力度の最大値を表わす。すなわち、

$$u_{b,av} = \frac{3 + \gamma}{8} \frac{\sigma_y \cdot d_b}{D_c} \quad \dots(3.3)$$

ここで、 γ ：梁断面の複筋比で1以下、 σ_y ：梁主筋の降伏強度 (N/mm²)、 d_b ：梁主筋径、 D_c ：柱全せい、である。

τ_u ：梁主筋の接合部内での付着強度で、藤井の研究に基づいて靱性保証型耐震設計指針[3.2]に記載されたものを使用する。

$$\tau_u = 0.7 \left(1 + \frac{\sigma_o}{\sigma_B}\right) \sigma_B^{2/3} \quad (\text{単位: N/mm}^2) \quad \dots(3.4)$$

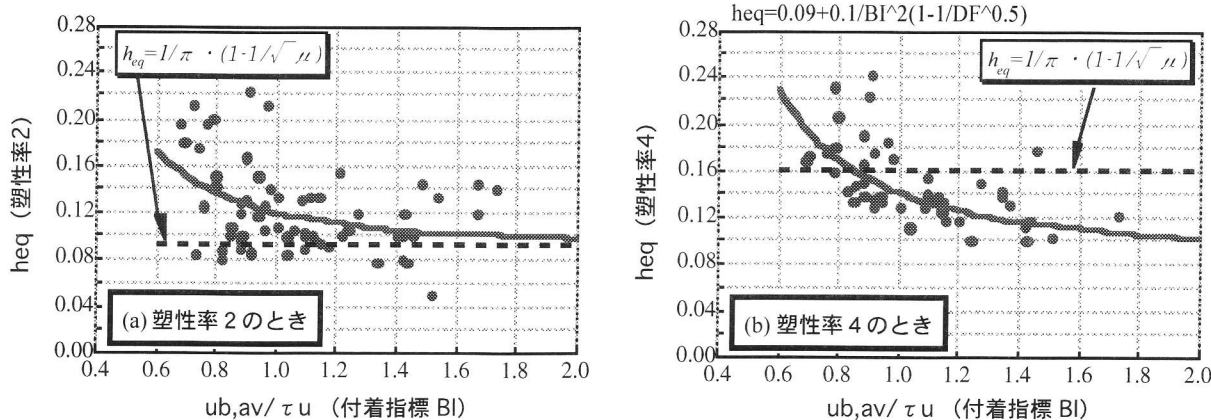


図3.2 RC構造における等価粘性減衰定数と付着指標との関係

ここで、 σ_o ：柱の圧縮軸応力度 (N/mm^2)、 σ_B ：コンクリート圧縮強度 (N/mm^2)、である。なお靱性保証型耐震設計指針では付着指標 B_I が1.0 未満となるように規定している。

塑性率2および4に対応する等価粘性減衰定数 h_{eq} と付着指標 B_I との関係を図3.2に示す。これはRC十字形柱・梁接合部試験体108体の実験結果から抽出したものである。各塑性率ごとに(3.1)式による回帰曲線を実線で示した。また限界耐力計算における等価線形化法による値を破線で示した。これより、ばらつきは大きいが付着指標 B_I が大きくなるとともに等価粘性減衰定数は減少することが確認できる。各塑性率ごとの計算値および実験値との相関係数と変動係数は、塑性率2のとき0.50と26.9% (試験体数65)、塑性率4のとき0.56と18.3% (試験体数46)、図は示していないが塑性率5のとき0.72と16.5% (試験体数27) であった。

2) PC構造への適用

この方法をPC圧着接合部にも準用することを試みる。PC構造ではPC鋼材に初期導入張力が存在する。実験では、梁危険断面の圧縮側に位置するPC鋼棒の引張り力は加力初期には初期値から若干低下したが、その量はわずかであった。そこで、図3.3のようにPC鋼材の一端では引張り降伏、他端では初期導入張力を負担するときに接合部内での平均付着応力度が最大値に達すると想定する。すなわち(3.3)式を以下のように修正する。

$$eq\mu_b = \frac{\Delta\sigma_y \cdot (d_{pb}/2)^2 \pi}{d_{pb} \pi D_c} = \frac{\Delta\sigma_y \cdot d_{pb}}{4D_c} \quad \dots(3.5)$$

ここで、 $\Delta\sigma_y = \sigma_{py} - \sigma_i$ (σ_{py} ：PC鋼材の降伏強度、 σ_i ：PC鋼材の初期導入張力)、 d_{pb} ：PC鋼材の径、である。

次に、接合部内での付着強度 ((3.4)式) の算定を考える。鹿島技術研究所での実験 (真田・丸田[3.3]) によって、PC鋼材を収納するシース管内のグラウト材の強度とコンクリート強度との相関によって付着破壊の界面位置が異なることが指摘されている。すなわち、グラウト材強度がコンクリート強度よりも小さい場合にはPC鋼材とグラウト材とのあいだで付着破壊が生じるが、グラウト材強度がコンクリート強度よりも大きい場合にはシース管と周囲のコンクリートとのあいだで付着破壊を生じる。(3.4)式の計算に際してはこの現象を考慮するために、グラウト材強度がコンクリート強度よりも小さかった試験体BNN1、WNNおよびBNN2においては2/3乗するコンクリート強度としてグラウト材強度を使用した。ただし柱軸力比 (σ_o/σ_B) の算定では柱のコンクリート強度を用いた。

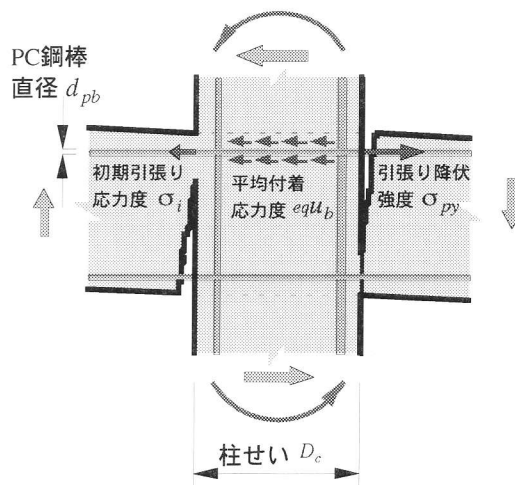


図3.3 接合部内の平均付着応力度

表3.1 付着指標、降伏変形角および等価粘性減衰定数

試験体名	破壊モード	実験直前の導入引張り応力度, N/mm^2	$\Delta \sigma_y$, N/mm^2	eq Ub, N/mm^2	付着強度 τ_u , N/mm^2	付着指標 B_f	Park修正法による降伏変形角 %	層間変形角 2% のとき			層間変形角 4% のとき		
								対応する塑性率	heq (計算値) %	heq (実験値) %	対応する塑性率	heq (計算値) %	heq (実験値) %
BNN1	BJ	554.6	459.4	10.5	10.6	0.99	1.08	1.85	11.7	6.1	3.70	13.9	14.9
WNN	B	不明	----	----	10.5	----	1.02	1.97	----	5.8	3.94	----	14.7
BNU	B	572.9	441.1	アンボンド	アンボンド	なし	0.74	2.70	なし	4.9	5.41	なし	6.2
BNN2	BCY	290.9	723.1	16.5	10.5	1.57	1.34	1.49	9.7	5.6	2.99	10.7	11.3
BHH1	BJ	547.7	466.3	10.7	13.8	0.77	1.10	1.83	13.4	6.3	3.65	17.0	15.0
BFH	BJ	495.5	518.5	11.9	13.9	0.85	1.14	1.76	12.4	6.3	3.52	15.4	15.3

*1 破壊モード：BJ-PC鋼棒降伏後の接合部せん断破壊、B-梁端部曲げ圧縮破壊、BCY-梁端部コンクリート圧壊後にPC鋼棒降伏

これらを用いて接合部内での梁PC鋼材の付着指標 B_f を(3.2)式と同様に(3.6)式で算定し、表3.1に示す。初期導入張力を半分にした試験体BNN2の付着指標は1.57となり、相当の付着劣化が生じると推定された(注3.1)。そのほかの試験体(アンボンドおよびストランドの試験体を除く)の付着指標は1以下となり、良好な付着を期待できる。

$$B_f = \frac{eqU_b}{\tau_u} \quad \dots(3.6)$$

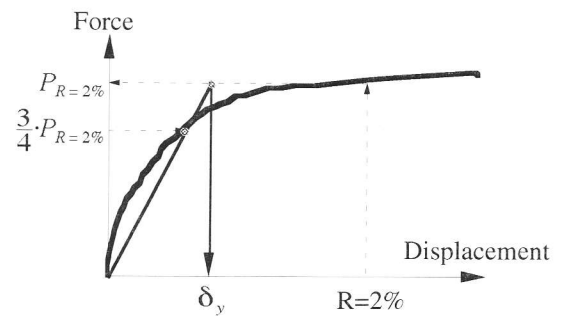


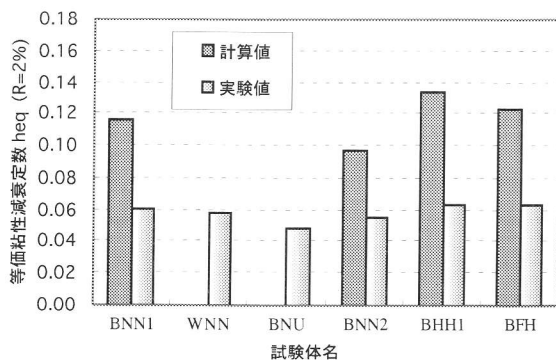
図3.4 降伏変形の求め方

3) 変位の塑性率の算定

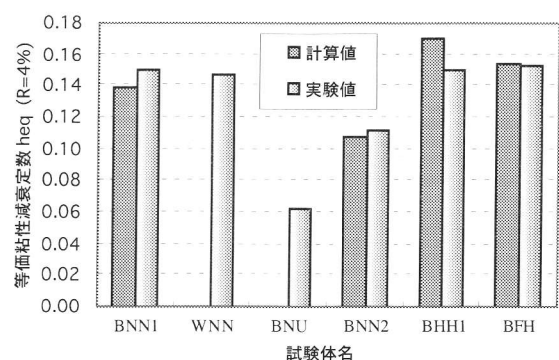
単位架構の降伏変形は層間変位-層せん断力関係の包絡線を用いてParkらによって提案された方法を若干修正して定めた(図3.4)。具体的には以下の通りである。

- ① 層間変形角2% に対応する層せん断力 $P_{R=2\%}$ を求めて、それを3/4倍したせん断力 ($\frac{3}{4} \cdot P_{R=2\%}$) を通る水平線を図上に引く。
- ② 上述の水平線と包絡線との交点を求め、この点と原点とを結ぶ直線を引く。
- ③ ②で定めた直線と層せん断力 $P_{R=2\%}$ を通る水平線との交点を求め、このときの変形を降伏変形 δ_y とする。

このようにして求めた降伏変形角、層間変形角2%および4%に対応する変位塑性率 μ を表3.1に示す。降伏変形角は1%程度になったが、アンボンドの試験体では0.74%と小さく、初期導入張力を試験体BNN1の半分にした試験体BNN2では1.34%と大きくなった。



(a) 層間変形角2%のとき



(b) 層間変形角4%のとき

図3.5 等価粘性減衰定数の実験値および計算値の比較

4) 等価粘性減衰定数の実験値と計算値との比較

層間変形角 2% および 4% における 2 回目加力サイクルでの等価粘性減衰定数の実験値および計算値を表3.1 および図3.5に示す。以下の検討ではアンボンドの試験体BNUを除く。層間変形角2%のとき（塑性率で1.5～2.0）の等価粘性減衰定数実験値は5.6～6.3%であり、計算値の半分程度であった（提案した算定法では、等価粘性減衰定数の最小値を9%とした）。これは層間変形角 2% まではPC構造に特有なS字形の履歴形状を呈したためであり、純RC構造を対象とした提案法を適用できないと考える。いっぽう、層間変形角 4% のとき（塑性率で3.0～3.9）の等価粘性減衰定数実験値は11.3～15.3%であり、計算値はこれを精度よく評価できた。履歴形状はRC構造で観察されるのと同じ紡錘形であった。これは除荷時の残留変形が大きくなったためであり、PC鋼棒の塑性化およびコンクリートの圧壊によって引き起こされたと考える。

初期導入張力を半分にした試験体BNN2の等価粘性減衰定数（11.3%）が基準試験体BNN1の h_{eq} （14.9%）よりも小さかった（注3.2）のは、塑性率が3.0と小さかったこととPC鋼棒の接合部内での付着劣化が生じたことが原因と考えられる。

以上より準用を提案した方法は、塑性率3を超えるような場合の等価粘性減衰定数の推定には有効であると判断できる。

（注3.1）

試験体BNN2の梁PC鋼棒に沿った接合部内平均付着応力度（付着長さを柱幅としたもの）の最大値は上端・下端平均で5.9 N/mm²であった。PC鋼棒が降伏する前の層間変形角1～2%で最大付着応力度に達しており、5.9 N/mm²は付着強度と判断できる。これに対して試験体BNN1における接合部内平均付着応力度はPC鋼棒の降伏と同時に最大値5.5 N/mm²に到達した。こちらは付着強度であるかどうか判断できない。

なお明瞭な付着劣化を生じた試験体BNN2の(3.4)式による接合部内付着強度は10.5 N/mm²であり、平均付着強度の実験値（5.9 N/mm²）とは差が大きかった。接合部中央区間（区間長99mm：柱幅の28%）での局所的な付着強度を求めると6.9 N/mm²であり、それでも計算値の2/3であった。付着強度を求める際の(3.4)式の適用の可否は今後さらに検討する必要がある。

参考までに、接合部中央区間の局所付着応力度の最大値を付表3.1に示す。*印はPC鋼棒降伏前に付着応力度が最大値に達していることから付着強度と判断したことを表す。なお各試験体ともPC鋼棒表面積を付着面積として使用した。高強度グラウト材を使用した試験体BHH1およびBFHの付着強度が大きくなっているが、付着破壊がシース管とコンクリートとのあいだで生じたとすると付着強度はもっと小さく評価されることになる。

（注3.2）

尹・浜原ら[3.4]のPC圧着接合形式の柱実験（逆対称曲げせん断加力、柱上下に加力スタブあり、せん断スパン比：2）によれば、同一変形時の等価粘性減衰定数はプレストレス・レベルが高いほど大きくなっており、本実験と定性的には一致した。ただし尹・浜原らの軸力なしの試験体の復元力履歴特性は大変形までS字形を維持しており、等価粘性減衰定数は5%程度と小さかった。この点は本実験と異なる。それゆえ、梁PC鋼棒に沿った接合部内での付着劣化や柱・梁接合部のせん断損傷が復元力履歴形状に大きく影響することが想定される。

付表3.1 接合部内中央区間の局所付着応力度

試験体名	局所付着応力度, N/mm ²
BNN1	5.9
BNN2	6.9 *
BHH1	9.5 *
BFH	9.4 *

*：付着強度と判断できるもの

5) PC圧着工法による十字形柱・梁接合部架構の等価粘性減衰定数の評価 まとめ

梁を貫通するPC鋼棒が降伏して除荷時の残留変形が大きくなる範囲（本実験では塑性率3程度以上）において、PC圧着工法による十字形単位架構の層間変位・層せん断力関係での等価粘性減衰定数は以下で評価できる。なおこれは、同一変位振幅を有する繰り返し載荷2回めのエネルギー吸収性能を表しており、初載荷時の等価粘性減衰定数はこれよりも一般に大きくなることに注意が必要である。

$$h_{eq} = 0.09 + \frac{0.1}{B_I^2} \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) \quad \dots(3.1)$$

h_{eq} : 等価粘性減衰定数

μ : 変位の塑性率（降伏変形の定義は図3.4参照）

B_I : PC鋼棒と周囲のグラウト材（あるいはシース管と周囲のコンクリート）との付着性状を表す指標で以下の定義による。

$$B_I = \frac{eq\mu_b}{\tau_u} \quad \dots(3.6)$$

$eq\mu_b$: PC鋼棒の一端で引張り降伏、他端で初期導入張力を負担するときに接合部内に生じる平均付着応力度

$$eq\mu_b = \frac{\Delta\sigma_y \cdot d_{pb}}{4D_c} \quad (\text{単位: N/mm}^2) \quad \dots(3.5)$$

$$\Delta\sigma_y = \sigma_{py} - \sigma_i$$

σ_{py} : PC鋼材の降伏強度

σ_i : PC鋼材の初期導入張力

d_{pb} : PC鋼材の径

D_c : 柱全せい

τ_u : PC鋼棒と周囲のグラウト材（あるいはシース管と周囲のコンクリート）とのあいだに生じる接合部内付着強度で、RC靱性保証型耐震設計指針に記載されたものを使用する。

$$\tau_u = 0.7 \left(1 + \frac{\sigma_o}{\sigma_B}\right) \sigma_B^{2/3} \quad (\text{単位: N/mm}^2) \quad \dots(3.4)$$

σ_o : 柱の圧縮軸応力度 (N/mm²)

σ_B : グラウト材強度と接合部内コンクリート圧縮強度の小さいほう (N/mm²)。ただし柱軸力比 (σ_o/σ_B) の算定に際してはコンクリート圧縮強度を使用する。

参考文献

- [3.1] 北山和宏：鉄筋コンクリート十字形柱・梁単位架構の等価粘性減衰定数の定量評価、日本建築学会大会 学術講演梗概集、構造Ⅳ、2003年（投稿済み）
- [3.2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、1999年8月。
- [3.3] 鹿島建設技術研究所（真田暁子、丸田誠）：PCaPC付着割裂試験 報告書（案）、2003年1月28日。
- [3.4] 尹元奎・浜原正行、本岡順二郎：プレキャスト・プレストレストコンクリート柱の復元力特性に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集、第480号、1996年2月、pp.151-160。

4. 接合部パネルのせん断ひび割れ強度

1) 接合部せん断ひび割れ発生時の層せん断力

図 4.1 に各試験体の正および負荷荷時の接合部せん断ひび割れ発生時の基準化層せん断力を示す。縦軸は接合部にせん断ひび割れが発生した時の層せん断力をコンクリート引張強度と柱断面積との積で除したものである。表 4.1 にコンクリートの圧縮および引張強度を示す。

試験体 BHH2 と BHH3 のみ柱のコンクリート圧縮強度が他の試験体の半分の 40MPa であったが、各試験体ともコンクリート引張強度で基準化することによって、ほぼ同じような値を示した。

試験体 BNN2 は他の試験体よりもプレストレス力が半分であったが、正載荷時において若干低めでせん断ひび割れが発生したが、負載荷時には他の試験体と同じような値となった。プレストレス力による違いは明確に現れなかった。

表 4.1 コンクリート圧縮および引張強度

	圧縮強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²
BNN1	73.3	4.45
WNN	75.5	4.45
BNN2	76.6	4.45
BHH1	76.1	4.45
BNU	77.2	4.45
BFH	77.7	4.45
BHH2	43.0	2.99
BHH3	39.9	2.99

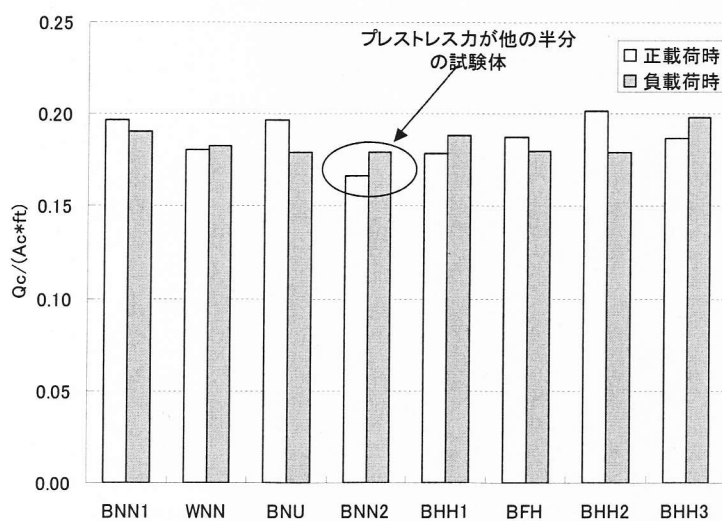


図 4.1 接合部せん断ひび割れ強度の比較

2) 接合部せん断ひび割れ強度計算式

接合部せん断ひび割れ強度 τ_{cr} を求める方法として、柱からの軸応力度 σ_0 と接合部の平均せん断応力度 τ_p との組み合わせによる引張主応力度がコンクリートの引張強度 f_t に達した時にせん断ひび割れが発生すると考える主応力度式 (4.1) 式が知られている[4.1].

プレストレスを導入した場合の接合部せん断ひび割れは、接合部せん断応力度および梁プレストレスと柱軸力による圧縮応力度より算定される引張主応力度がコンクリート引張強度を越えると発生すると考えられる。従って、以下に示す条件式 (4.2) が得られる。 [4.2]

$$\tau_{cr} = \sqrt{\sigma_0 \cdot f_t + f_t^2} \quad (4.1)$$

$$\tau_{cr} = \sqrt{f_t^2 - (\sigma_0 + \sigma_p) \cdot f_t + \sigma_0 \cdot \sigma_p} \quad (4.2)$$

where τ_{cr} : 接合部せん断応力度 (N/mm²)
 f_t : コンクリートの引張り強度 ($f_t > 0$) (N/mm²)
 σ_0 : 柱軸応力度 ($\sigma_0 \leq 0$) (N/mm²)
 σ_p : 梁プレストレスによる応力度 ($\sigma_p \leq 0$) (N/mm²)

3) 接合部せん断ひび割れ強度の実験値と計算値との比較

せん断ひび割れ発生時には試験体 BNN2 を除いて梁危険断面近傍でのコンクリート圧縮域深さが梁せい h の 1/2 を超える結果となった。このことを考慮して PC 鋼棒の引張り力を用いる (1.1) ~ (1.3) 式によって求めた接合部入力せん断力と計算値を比較することとする。

図 4.2 に正負の入力せん断力の比較を示す。試験体 BHH2 を除いて正負ともほぼ同じ値を示しているのがわかる。プレストレス力の小さい試験体 BNN2 は他の試験体よりも小さな値となっている。

さらに、計算値を求める際に以下に示す 6 つのケースを考える。

i) 梁プレストレスによる応力度 (σ_p) を求める際に

CASE① : 梁断面積 (250mm×400mm)

CASE② : 接合部有効幅×梁せい (300mm×400mm)

CASE③ : 接合部有効幅×梁危険断面における圧縮域深さ (300mm× *** mm)

CASE④ : 柱幅×梁せい (350mm×400mm)

ii) プレストレスを適用する際に

CASE⑤ : 有効プレストレスにひび割れ発生時のプレストレス力を使用した場合 (断面種は CASE④)

CASE⑥ : プレストレスを考慮しない場合 ((4.1) 式参照)

表 4.2 に実験値と各ケースの計算値を示す。表中の網掛けは計算値と実験値との比を示す。図 4.3 に各試験体の実験値と計算値の比較を示す。ここで、接合部入力せん断力は正負の平均値を示している。なお、接合部入力せん断力から応力度を求める際には柱の断面積を使用している。

計算結果を見るとプレストレスを考慮しない (4.1) 式で求めた計算値 (CASE⑥) が実験値との適合性が良い。しかし、図 4.1 および図 4.2 をみてもプレストレスが他の試験体の半分である試験体 BNN2 は明らかに接合部せん断ひび割れ強度が低くなっているのでプレストレスの影響はあると考える。

実験結果より、接合部に入るせん断ひび割れはかぶりコンクリートを貫通して入っていることを勘案すると、弾性範囲内では柱全断面が有効に働いていると考え、梁プレストレスによる応力度を計算する際には柱幅を使用した CASE④が一番適当であると考えられる。CASE④の場合、計算値と実験値との比が平均 1.66 となっている。

弾性論では長方形断面のせん断応力度分布は放物線状となり、その中央で最大値となる。主応力度式にもとづく (4.2) 式はせん断応力が均一に分布すると考えてよい微小要素に対して成立することから、(4.2) 式によるせん断応力度 τ_{cr} は接合部パネル中央での最大せん断応力度に対応するものと考えられる。弾性論によると長方形断面の形状係数 (断面内の平均せん断応力度に対する最大せん断応力度の比) は 1.5 であるので、接合部内の平均せん断応力度に変換するには (4.2) 式によるせん断応力度 τ_{cr} に 2/3 を乗じればよい。そこで、CASE④の計算値を 2/3 倍するとほぼ実験値と一致した。

参考までに、柱および梁のせん断ひび割れ強度を算定する際に文献[4.1]では主応力度式に断面形状係数 κ および耐力係数 ϕ を使用しており、この κ は「原則として $\kappa=1.5$ とする」、 ϕ は「せん断ひび割れをどの程度の確率で防止するかの度合いに応じて適切な値を与えるものとする」と説明している。

-
- [4.1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999年8月，pp.273-277.
 - [4.2] 日本建築学会：プレレスト (鉄筋) コンクリート構造部材の設計法—現状と将来—，2000年4月
 - [4.3] 東京都立大学大学院北山研究室：圧着接合されたプレレスト・コンクリート柱・梁接合部の耐震性能に関する研究，2002年7月
-

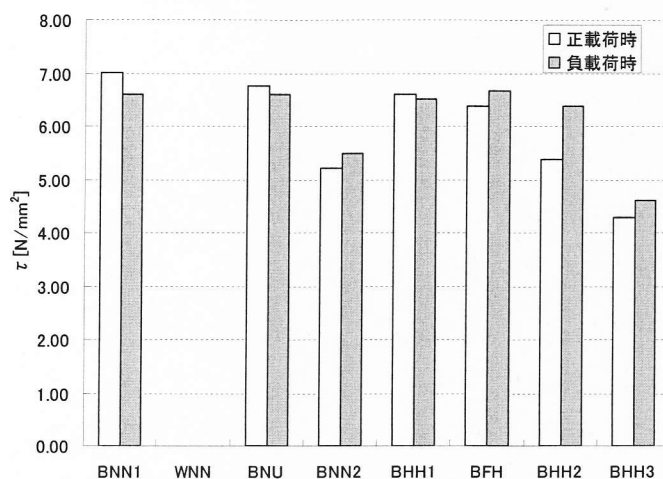


図 4.2 接合部せん断ひび割れ発生時入力せん断力の比較

表 4.2 接合部せん断ひび割れ耐力

	実験値 接合部入力せん断力 N/mm ²	計算値 N/mm ²					
		CASE①	CASE②	CASE③	CASE④	CASE⑤	CASE⑥
BNN1	6.81	12.29	11.59	14.03	11.06	11.60	7.12
	計算値/実験値	1.50	1.42	1.72	1.62	1.42	0.87
WNN	-	10.54	10.05	-	9.68	-	7.09
BNU	6.68	12.38	11.66	15.04	11.13	11.72	7.09
	計算値/実験値	1.57	1.48	1.91	1.67	1.49	0.90
BNN2	5.35	10.12	9.68	13.25	9.35	10.25	7.09
	計算値/実験値	1.66	1.59	2.18	1.75	1.68	1.16
BHH1	6.56	12.22	11.53	13.58	11.01	11.60	7.11
	計算値/実験値	1.59	1.50	1.76	1.68	1.50	0.92
BFH	6.54	11.82	11.18	13.66	10.69	11.45	7.11
	計算値/実験値	1.59	1.50	1.83	1.63	1.53	0.95
BHH2	5.87	9.45	8.81	9.30	8.33	8.79	4.38
	計算値/実験値	1.51	1.41	1.49	1.42	1.41	0.70
BHH3	4.45	9.39	8.76	4.38	8.27	8.61	4.38
	計算値/実験値	1.87	1.75	0.87	1.86	1.72	0.87

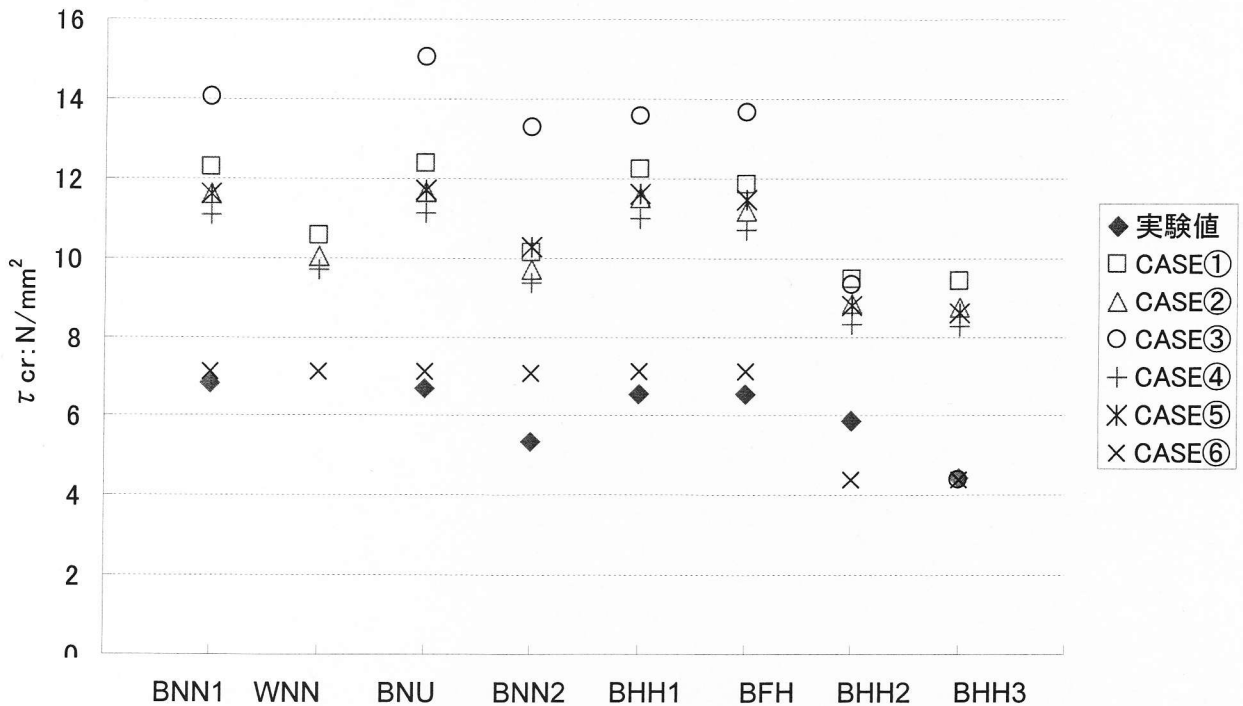


図 4.3 接合部せん断ひび割れ強度の比較

4) 接合部まわりの応力状態

図 4.5 に接合部せん断ひび割れ発生時における接合部まわりの応力状態を示す。矢印が柱主筋および梁 PC 鋼棒の引張及び圧縮力(単位: kN)を示し、梁危険断面位置におけるコンクリート圧縮分布を三角形分布(単位: μ)として示す。柱危険断面位置におけるコンクリート圧縮分布は、以下のよう
に決定した。まず、付録写真 4.1 より柱危険断面に入った曲げひび割れの長さを測定し、それを柱危険断面における圧縮深さとする。次に圧縮合力を求め、コンクリート圧縮分布を三角形(単位: N/mm^2)と仮定して図 4.5 のように求めた。

接合部にせん断ひび割れが発生した時にはすでに柱と梁の圧着部(梁危険断面)において、引張側の危険断面に目開きが生じている[4.3]。さらに柱にも曲げひび割れが発生している。

主応力度式である(4.2)式は接合部まわりの圧縮応力状態は図 4.4(a)に示すように一様分布である。一方、今回の実験においては図 4.4(b)に示すように接合部内の応力状態は一様ではない。

接合部破壊した試験体 BHH2 を除いた他の試験体において、梁コンクリートの圧縮域が重なっている場合でも、重なり具合は小さくなっている。一方、柱の圧縮域はほとんど重なっている。

接合部破壊した試験体 BHH2 を筆頭に、接合部内の圧縮ストラット幅がかなり広がっており、弾性範囲内で仮定している一様分布とは異なった状態になっていることがわかる。

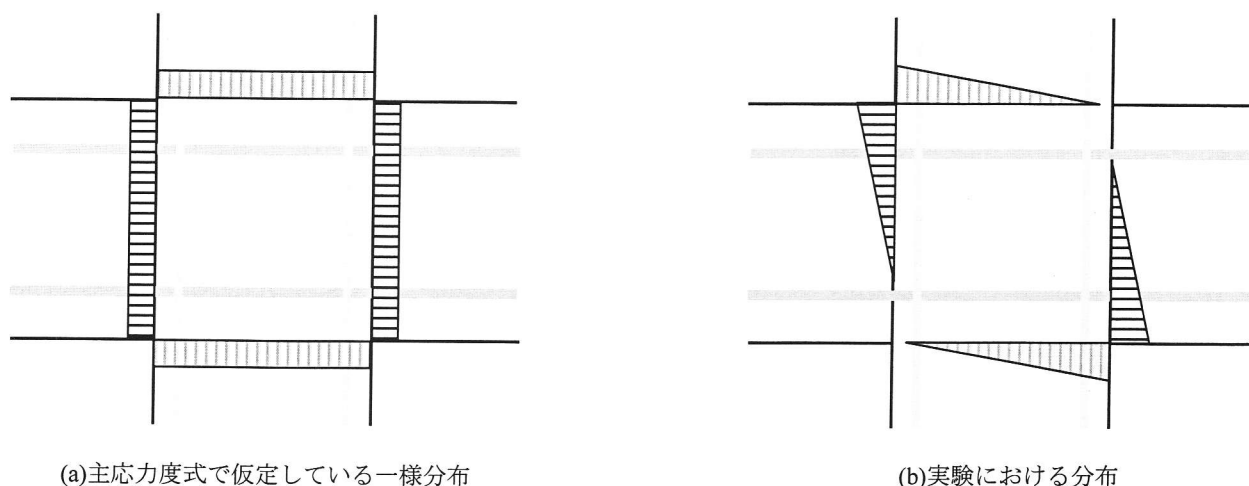
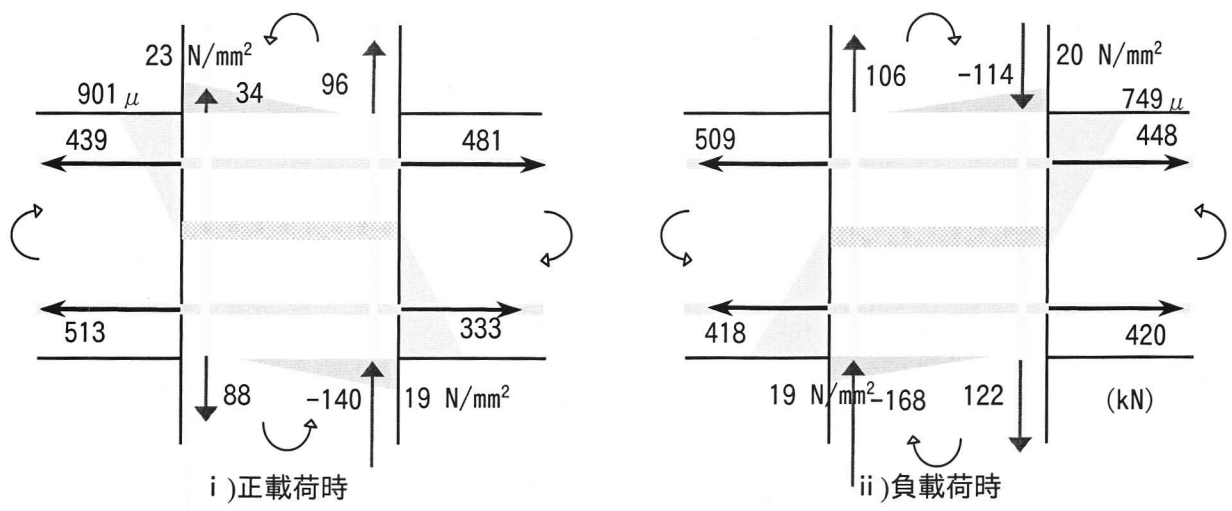
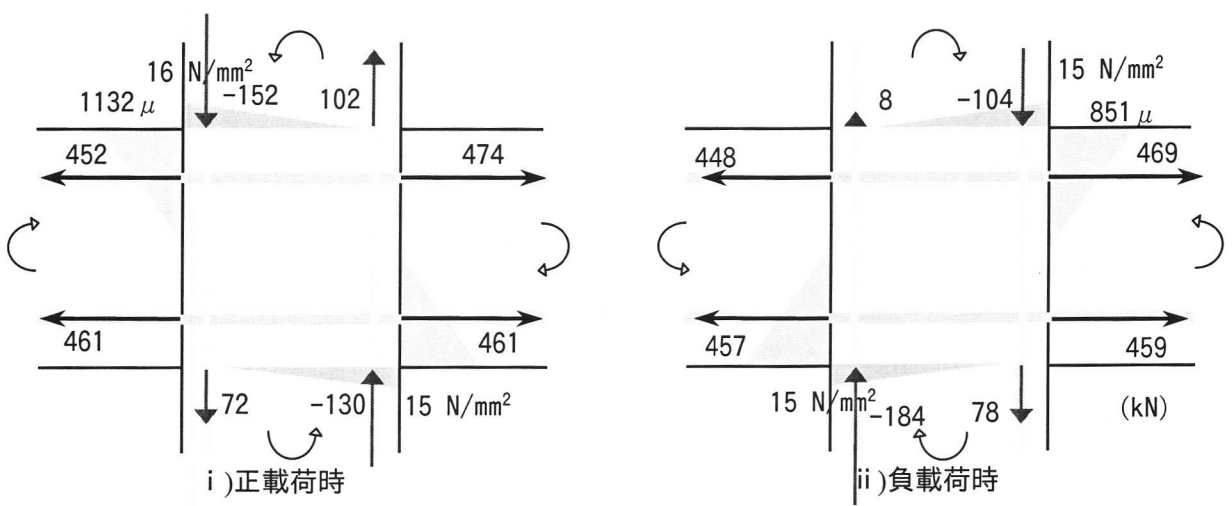


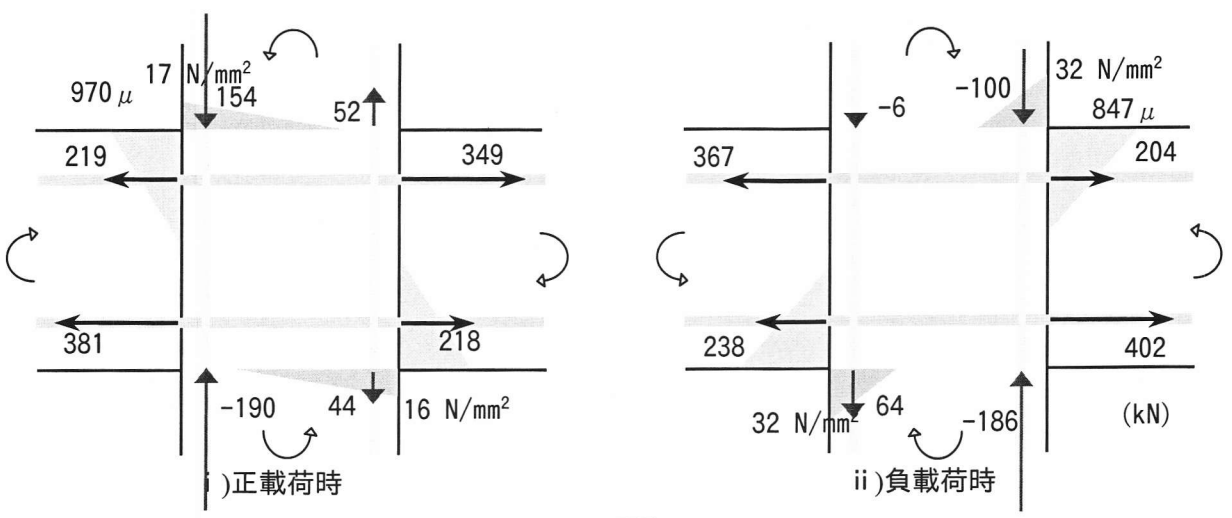
図 4.4 接合部まわりの応力状態模式図



(a) BNN1

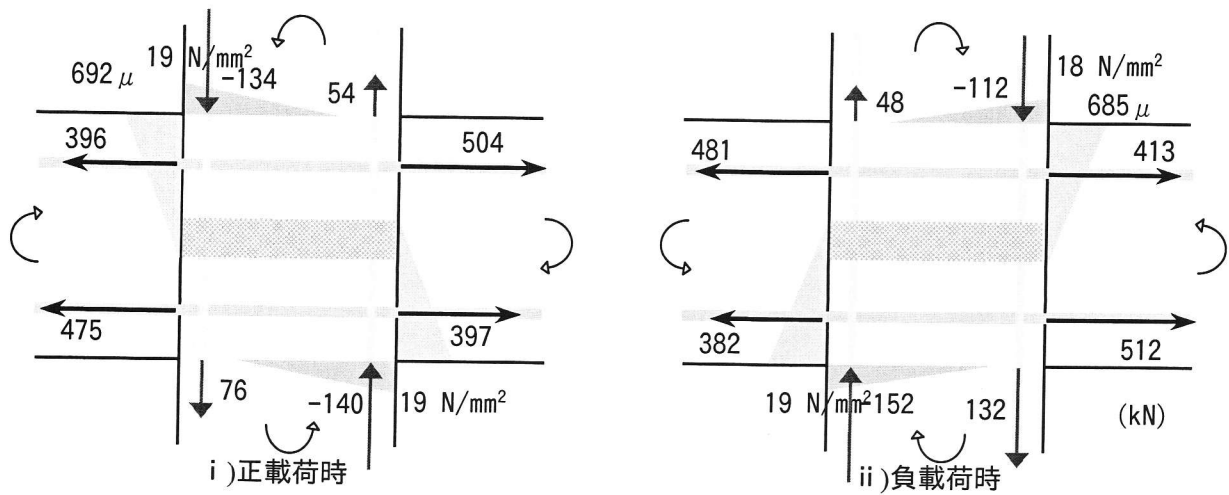


(b) BNU

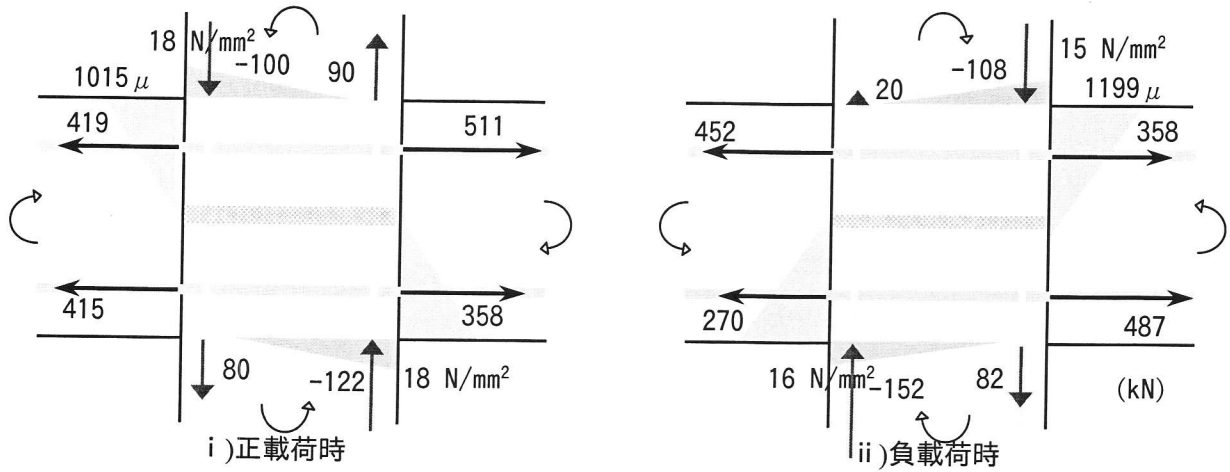


(c) BNN2

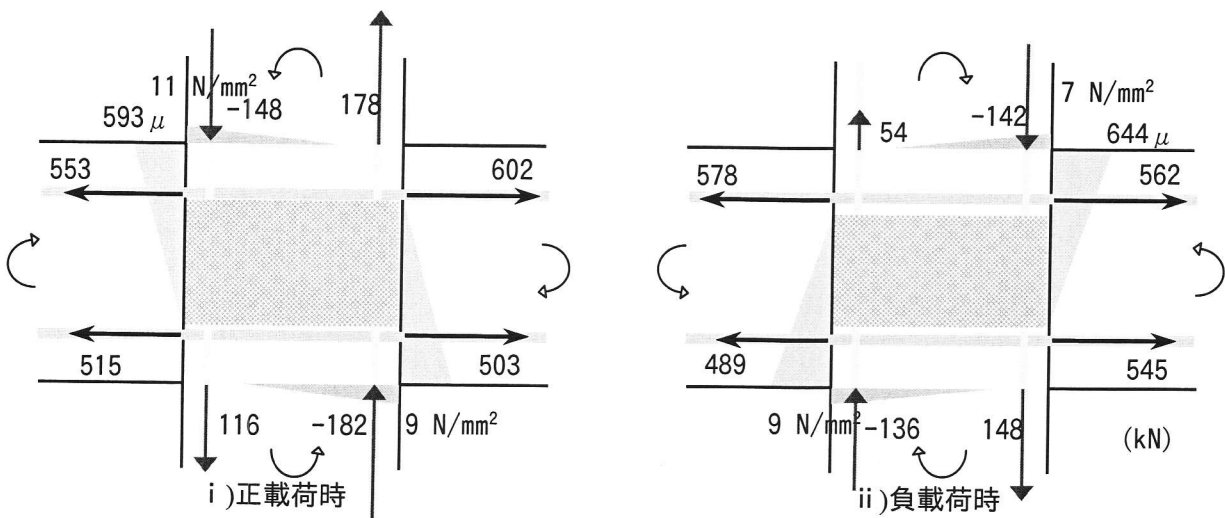
図 4.5.1 接合部せん断ひび割れ発生時の応力状態



(d) BHH1

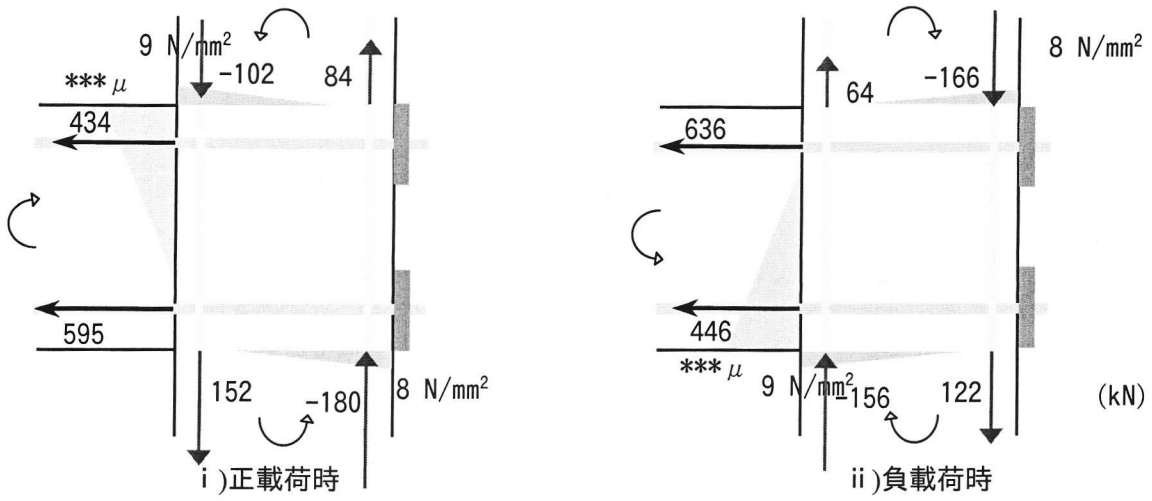


(e) BFH



(f) BHH2

図 4.5.2 接合部せん断ひび割れ発生時の応力状態



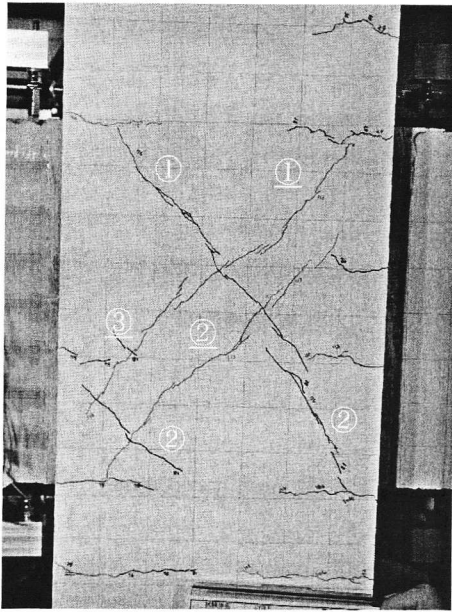
(g) BHH3

図 4.5.3 接合部せん断ひび割れ発生時の応力状態

付録) 各試験体のひび割れ発生状況

ひび割れ発生状況を試験体ごとに示し、付録写真 4.1 に-2 サイクル時のひび割れ状況を示す。写真中①、②が正加力時、③、④が負加力時である。

試験体 BHH2 は、他の試験体と比べ、せん断ひび割れが層間変形角の小さい段階で発生しており、ひび割れが接合部内に分散している。他の試験体は梁端部の圧縮域を結ぶ接合部対角線に発生したせん断ひび割れが顕著になっている。



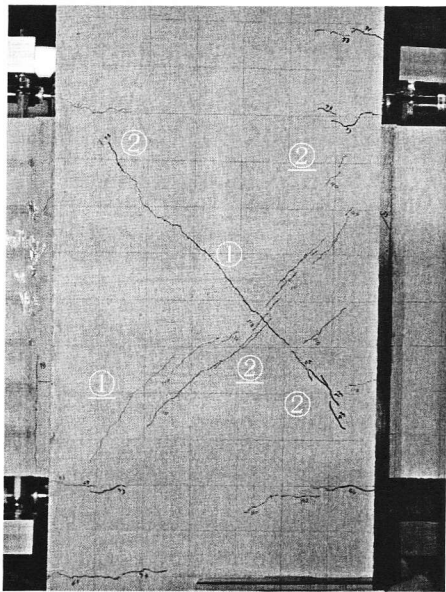
【BNN1】R：層間変形角

正加力時

- ①：Step76, $R=0.004\text{rad.}$
- ②：Step81, $R=0.005\text{rad.}$

負加力時

- ①：Step111, $R=-0.004\text{rad.}$
- ②：Step113, $R=-0.0045\text{rad.}$
- ③：Step116, $R=-0.005\text{rad.}$



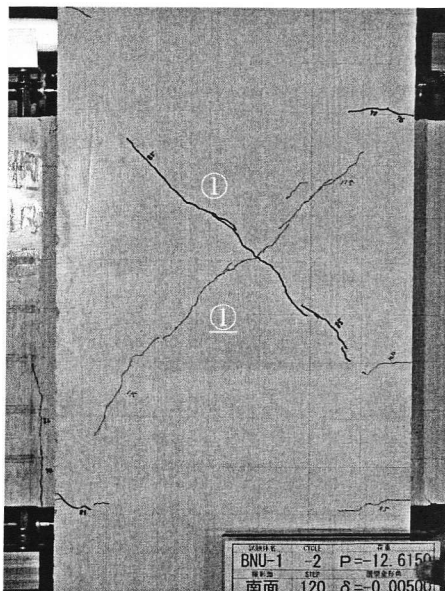
【WNN】R：層間変形角

正加力時

- ①：Step68, $R=0.0037\text{rad.}$
- ②：Step73, $R=0.005\text{rad.}$

負加力時

- ①：Step107, $R=-0.0043\text{rad.}$
- ②：Step110, $R=-0.005\text{rad.}$



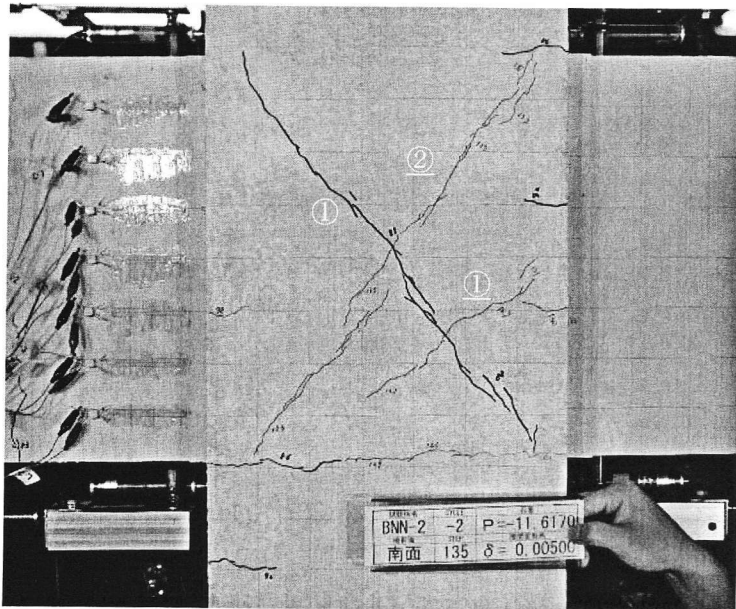
【BNU】R：層間変形角

正加力時

- ①：Step85, $R=0.005\text{rad.}$

負加力時

- ①：Step115, $R=-0.0036\text{rad.}$



【BNN2】 R : 層間変形角

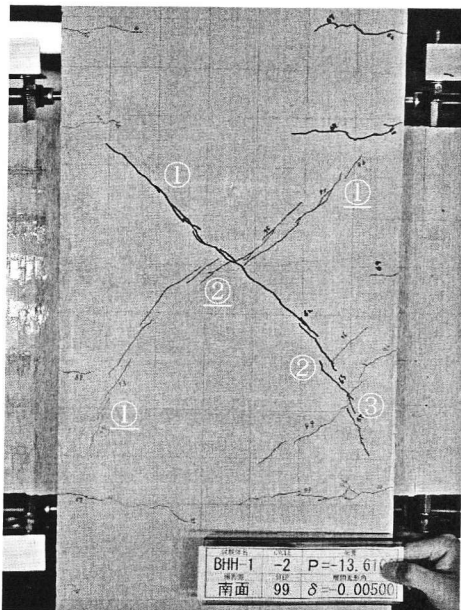
正加力時

① : Step88, $R=0.0042\text{rad.}$

負加力時

① : Step127, $R=-0.0032\text{rad.}$

② : Step133, $R=-0.0044\text{rad.}$



【BHH1】 R : 層間変形角

正加力時

① : Step62, $R=0.0034\text{rad.}$

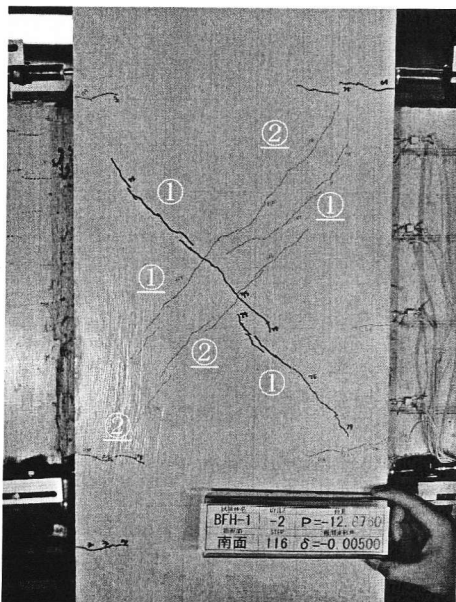
② : Step65, $R=0.004\text{rad.}$

③ : Step67, $R=0.0046\text{rad.}$

負加力時

① : Step93, $R=-0.0036\text{rad.}$

② : Step95, $R=-0.004\text{rad.}$



【BFH】 R : 層間変形角

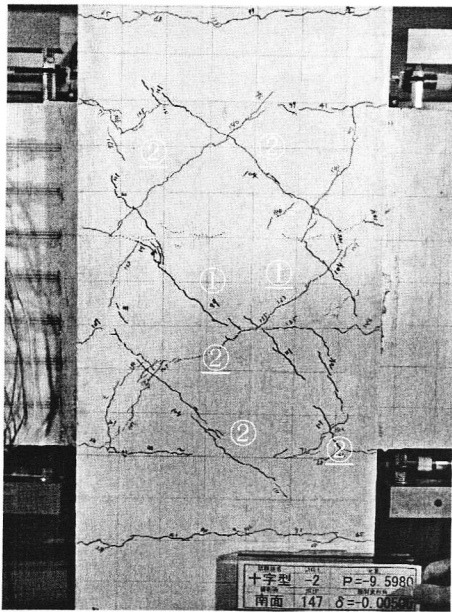
正加力時

① : Step75, $R=0.0043\text{rad.}$

負加力時

① : Step110, $R=-0.0037\text{rad.}$

② : Step116, $R=-0.0049\text{rad.}$



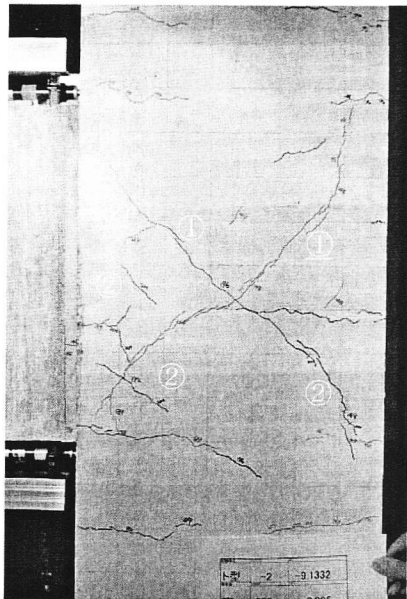
【BHH2】 R : 層間変形角

正加力時

- ① : Step99, $R=0.003\text{rad.}$
- ② : Step101, $R=0.0034\text{rad.}$
Step104, $R=0.004\text{rad.},$
Step111, $R=0.005\text{rad.}$

負加力時

- ① : Step135, $R=-0.0025\text{rad.}$
- ② : Step140, $R=-0.0036\text{rad.}$
Step146, $R=-0.0048\text{rad.}$



【BHH3】 R : 層間変形角

正加力時

- ① : Step196, $R=0.0051\text{rad.}$
- ② : Step198, $R=0.0054\text{rad.}$
Step200, $R=0.0057\text{rad.}$

負加力時

- ① : Step264, $R=-0.0052\text{rad.}$
- ② : Step268, $R=-0.0057\text{rad.}$

付録写真 4.1 ひび割れ状況 (-2 サイクル時)