

# 複合構造の鉄道ラーメン高架橋 差込み接合の設計法

高山智宏<sup>1</sup>・村田清満<sup>2</sup>・池田 学<sup>3</sup>・木下雅敬<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 九州旅客鉄道(株) (〒812-8566 福岡市博多区博多駅前3-25-21)

<sup>2</sup>正会員 工博 (財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

<sup>3</sup>正会員 工修 日本鉄道建設公団 (〒100-0014 東京都千代田区永田町2-14-2)

<sup>4</sup>正会員 Ph.D. 新日本製鐵(株) 鉄鋼研究所 (〒293-8511 千葉県富津市新富20-1)

都市部において鉄道高架橋を建設する場合、空間的、時間的な制約が多く、このため施工の安全性の向上、および急速施工が求められる。また、近年の構造物に対しては、高い耐震性を有することも要求されている。筆者らは、コンクリート充填鋼管を柱部材に、鉄骨鉄筋コンクリートを梁部材とする複合構造の鉄道ラーメン高架橋を対象に、構造物の構成要素である部材の耐荷性能の評価法をすでに提案した。一方、土木分野においては、コンクリート充填鋼管を柱部材に用いた場合の接合部に関する検討例は少なく、設計法も十分に明らかにされていないのが現状である。本論文は、筆者らが考案した鉄骨鉄筋差込み接合を対象に、耐荷性能を模型試験により検討し、接合部の設計法を提案するものである。

**Key Words :** hybrid structure, railway elevated bridge, insert joint, design method

## 1. はじめに

近年、輸送力増強、あるいは連続立体交差工事の一環として、都市部に鉄道高架橋を建設する事例が増加している。この場合、工事は既設構造物に囲まれた狭隘な場所で、しかも列車の合間の夜間での短時間作業を余儀なくされる。こうしたことから、都市部で建設される鉄道高架橋に対して、施工能率の向上、および急速施工への要求が高い。さらに、兵庫県南部地震以降、構造物に対して耐震性の向上が求められている。

このような背景にあって、コンクリート充填鋼管(CFT)構造は、大きな耐荷力や優れた変形性能などにより高い耐震性を有すること、加えて鋼管が型枠に利用できることから施工上も急速施工が可能となるなどの利点が注目され、柱や杭構造に用いられることが多くなっている<sup>1)</sup>。この高い耐震性能を有するCFT部材を鉄道構造物に積極的に取り入れた例として、鉄道ラーメン高架橋がある<sup>2)</sup>。この構造は、梁部材にRC、または鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)部材を用い柱部材にCFT部材を適用した複合構造である。ここで、RCまたはSRC構造を高架橋の梁部材に適用する利点は、鋼梁と比較して特に都市内で要求される騒音低減効果が大きいこと、さらにSRC構造については、RC構造に比べて工期短縮が図れ施工面で有利であること、および梁高を小さくでき高架下の空間利用の点でも優れていることがあげられる。

筆者らは、これまで円形のCFT部材を対象に、耐荷性能および変形性能の評価について検討し、その設計法を提案している<sup>3)</sup>。

一方、上記の複合構造のラーメン高架橋において、異種部材の接合方法の一つとして施工の簡素化、省力化を図り、さらに施工誤差の吸収性に優れた差込み接合が考案されている<sup>4)</sup>。差込み接合は、鉄骨と鉄筋で構成される差込み部材をCFT柱部材に所定の長さまで差込むことにより梁と柱間の荷重伝達を行う接合方式である。なお、梁部の差込み鉄骨は、ダイヤフラムを介してSRC梁部材の鉄骨とボルト接合される。筆者らは、これまでに差込み接合の耐荷機構を単調載荷試験により検討を行い、これに基づき簡易な耐荷モデルを用いた耐荷力の算定法を提案している<sup>5)</sup>。

さて、接合部に要求される事項は、一般には、柱脚く体が耐荷力と変形性能を発揮する前に崩壊しないこと、さらに十分な剛性を保有することである。すなわち、接合部には、柱部材であるCFT部材、梁部材であるRC、またはSRC部材の耐力と同等以上の耐力が必要とされる。接合部を壊さないという設計の原則は、接合部が構造の弱点箇所となり接合部の破壊が構造全体の崩壊を招く恐れがあること、また、一般には接合部が損傷した場合の補修は、柱や梁のような部材の補修に比べて難しいことを考慮したものである。反面、上記の考え方は、接合部に対し部材の耐力に比べて過大な耐力を要求することとなり、

表-1 試験体諸元

試験体No.	鋼管				差込み部材				パラメータ			
	鋼管径 D(mm)	板厚 t(mm)	鋼管 種類	D/t	鋼材 種類	差込み長 L(mm)	鉄骨	鉄筋	鋼材比	鉄骨/ 鉄筋比	軸力比	設定パラメータ
JTSC-1	406.4	4.0	普通	102	SM490	530	H260×130×6×12(SM490)	D13-16(SD345)	0.051	2.24	0	鋼材比
JTSC-2	406.4	6.4	普通	64	STK490	520	H260×130×6×19(SM490)	D16-16(SD345)	0.078	2.18	0	標準
JTSC-3	406.4	9.0	普通	45	SM490	510	H260×130×12×25(SM490)	D19-16(SD345)	0.105	1.97	0	鋼材比
JTSC-4	400.0	9.0	突起	44	SKK490NR	510	H260×130×12×25(SM490)	D19-16(SD345)	0.108	1.97	0	突起付き鋼管
JTSC-5	406.4	6.4	普通	64	STK490	520	H280×150×12×22(SM490)	D10-16(SD345)	0.082	8.26	0	鉄骨鉄筋比
JTSC-6	406.4	6.4	普通	64	STK490	520	-----	D22-24(SD345)	0.072	0.00	0	鉄骨鉄筋比
JTSC-7	406.4	6.4	普通	64	STK490	520	H260×130×9×19(SM490)	D16-16(SD345)	0.078	2.18	0.10	軸力比
JTSC-8	406.4	6.4	普通	64	STK490	520	H260×130×9×19(SM490)	D16-16(SD345)	0.078	2.18	0.25	軸力比
JTSC-9	406.4	6.4	普通	64	STK490	520	H260×130×6×12(SM570)	D16-16(SD345)	0.059	1.43	0	鋼材種別
JTSC-10	406.4	6.4	普通	64	STK490	520	H260×140×12×25(LYP235)	D16-16(SD295)	0.098	3.00	0	鋼材種別

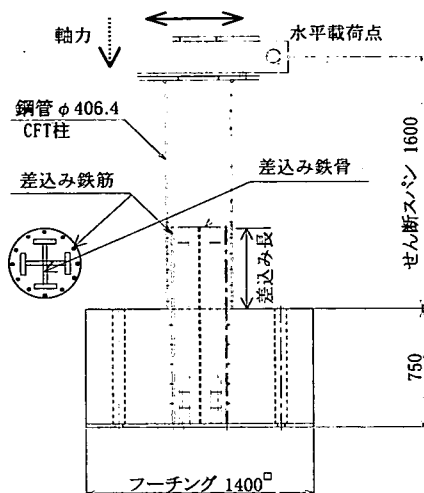


図-1 試験体形状

接合部の鋼材の配置が困難となる場合があることも否めない。したがって、接合部の耐荷性能を適切に評価し、設計法に反映させる必要がある。

本論文は、差込み接合の曲げ耐力を交番載荷試験により再評価するとともに、差込み部材の抜出しがCFT部材の変形性能に及ぼす影響を検討したものである。

## 2. 差込み接合の交番載荷試験

### (1) 試験概要

試験体の形状と諸元をそれぞれ図-1、および表-1に示す。表-2は、試験体に用いた鋼管の引張降伏強度、および充填コンクリートの圧縮強度を示す。また、表-3、および表-4は、差込み部材に用いられたビルトアップ十字形鉄骨を構成する鋼板、および鉄筋の引張降伏強度を示す。試験体は、一般的な鉄道ラーメン高架橋の梁・柱接合部の約1/2スケールの模型試験体である。使用した柱の鋼管は、直径が406.4mm、鋼管肉厚が6.4mmのSTK490を標準とした。

表-2 鋼管の引張降伏強度、コンクリート強度

試験体No.	鋼管引張降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート強度 (N/mm <sup>2</sup> )
JTSC-1	397.8	34.0
JTSC-2	371.3	33.5
JTSC-3	352.1	32.8
JTSC-4	343.3	35.7
JTSC-5	371.3	33.7
JTSC-6	371.3	34.6
JTSC-7	371.3	29.7
JTSC-8	371.3	31.1
JTSC-9	371.3	32.1
JTSC-10	371.3	36.7

表-3 鉄骨の引張降伏強度

寸法 (mm)	材質	引張降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	試験体No.
t=6	SM490	410.3	JTSC-1, 2
	SM570	468.9	JTSC-9
t=9	AM490	397.0	JTSC-7, 8
	t=12	SM490	358.5
SM570		474.1	JTSC-9
LYP235		235.0	JTSC-10
t=19	SM490	382.0	JTSC-2, 7, 8
t=22	SM490	331.5	JTSC-5
t=25	SM490	348.7	JTSC-3, 4
	LYP235	243.8	JTSC-10

表-4 鉄筋の引張降伏強度

呼び名	引張降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	試験体No.
D10	387.6	JTSC-5
D13	379.5	JTSC-1
D16	396.7	JTSC-2, 7, 8, 9
	352.6*	JTSC-10
D19	402.6	JTSC-3, 4
D22	417.7	JTSC-6

\*印はSD295、無印はSD345

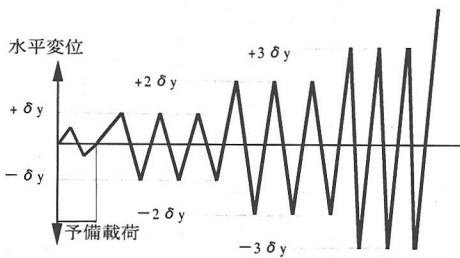
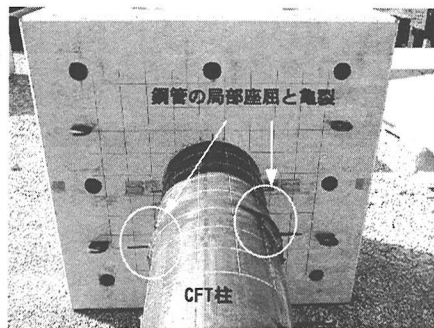


図-2 荷重サイクル

充填コンクリートの設計基準強度は $24\text{N}/\text{mm}^2$ とした。接合部の耐力は、鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼とコンクリートの複合構造物）<sup>4)</sup>（以下、複合標準）に準拠し、差込み鋼材と充填コンクリートによる鉄骨鉄筋コンクリート断面として評価した。ここで、差込み部材の曲げ耐力は、後述の表-5に示すように、CFT部材の曲げ耐力と同等以下に設定し、差込み部材の曲げ破壊を先行させる設計とした。試験体をこのように設計した理由は、差込み部材の曲げ耐力の定量評価法について検討すること、および差込み部材の破壊性状を確認することを目的としたためである。梁部は一辺が $1400\text{mm}$ のRC構造のフーチング体とし、フーチングは、PC鋼棒により反力床に固定した。

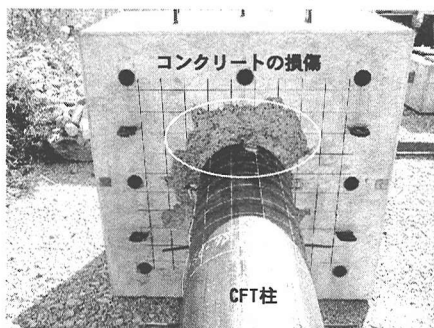
パラメータは接合部の耐力、剛性、破壊モードに影響を与えると考えられる差込み鋼材の鋼材比、鉄骨鉄筋比、差込み鋼材の強度、柱部材の軸力比、および鋼管種別（鋼管内面の突起の有無）とし、計10体の試験体について試験を行った。ここで、差込み鋼材の鋼材比は、柱断面積に対する差込み鉄骨と鉄筋の総断面積の比として、また、鉄骨鉄筋比は、差込み鉄筋の総断面積に対する差込み鉄骨の総断面積の比として定義されている。なお、今回の試験では、鋼材の差込み長を一定としている。これは、文献5)に示した前回の試験結果から、差込み長を鋼管直径の1倍以上の長さを確保することにより、安定した荷重・変位関係が得られることが確認されていることによる。また、せん断スパンについては、実構造物で標準的と考えられるせん断スパン比（3~5）の範囲内では接合部の耐力評価に及ぼす影響は小さいものと予想されること、さらに荷重試験装置の制約等も勘案して本試験ではせん断スパン比が4程度となる $1600\text{mm}$ に固定した。

荷重は柱頭部の荷重点に水平交番荷重を静的に荷重した。JTSC-7、およびJTSC-8試験体は、鋼管とコンクリートの全塑性圧縮強度の0.1倍（ $589\text{kN}$ ）、および0.25倍（ $1473\text{kN}$ ）の一定圧縮軸力を作用させた後、水平荷重を作用させた。なお、設定した最大軸



(CFT柱曲げ破壊)

図-3 荷重後試験体状況 (JTSC-2)



(差込み部材曲げ破壊)

図-4 荷重後試験体状況 (JTSC-9)

力比0.25という値は、一般的な鉄道ラーメン高架橋の柱部材に作用する軸力値を参考にして決めたものである。

荷重パターンは、全ての試験体で共通であり、図-2に示すように差込み鉄骨または鉄筋（以下、差込み鋼材）が降伏する時点での柱頭部水平荷重荷重点の水平変位を試験上の降伏変位（ $\delta_y$ ）とし、 $\delta_y$ を片振幅としてその整数倍に変位を漸次増加させながら、1ステップあたり3サイクルづつの繰返し荷重を行った。なお、試験上の降伏点は、差込み鋼材が柱脚基部断面において、交番荷重試験に先立って行った機械試験から得られた降伏ひずみに達した時と定義した。

## (2) 試験結果

### a) 破壊性状

本試験では、すべての試験体が差込み部材の曲げ破壊がCFT柱部材の曲げ破壊に先行するように設計されているにもかかわらず、破壊性状はCFT柱の曲げ破壊と差込み部材曲げ破壊のケースが混在する結果となった。なお、破壊性状の判定は、差込み部材のひずみ、鋼管の局部座屈およびフーチングのひび割れ状況等に基づき判断した。図-3、図-4は、それ

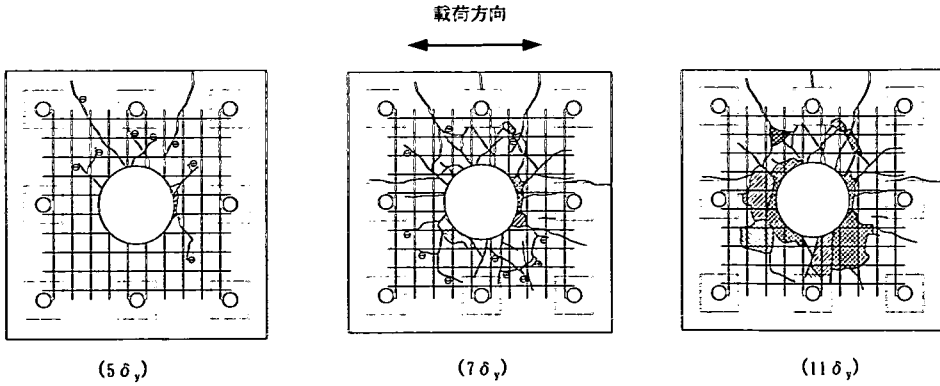


図-5 フーチング上面コンクリートのひび割れ進展状況 (JTSC-9)

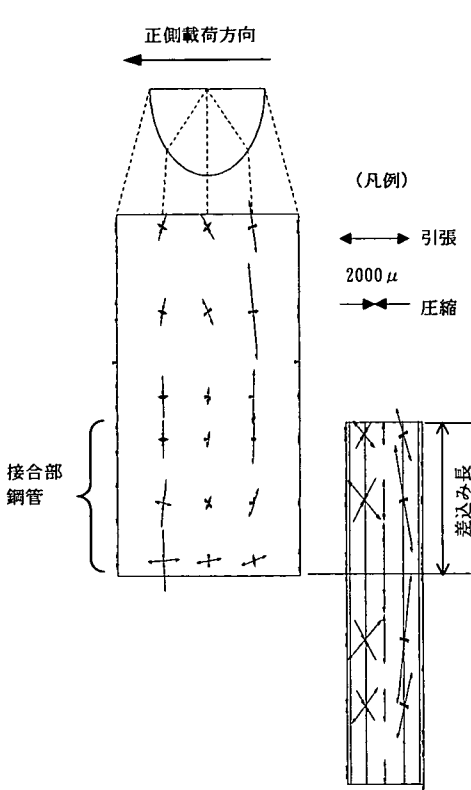
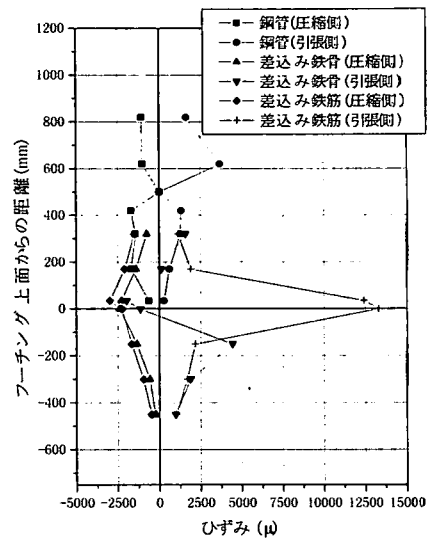


図-6 鋼管表面および差込み鋼材鉄骨部のひずみ分布 (JTSC-9,  $+3\delta_y$ 時)

ぞれCFT柱曲げ破壊, 差込み部材曲げ破壊が先行した試験体の荷重後の破壊状況を示す。

ここに示すJTSC-2, およびJTSC-9試験体は, 差込み部材に用いた鋼材強度は異なるが, どちらも本試験において標準体として設定した試験体である。

CFT柱曲げ破壊のケースでは, 最大荷重近傍で差込み部材の先端付近にて鋼管に局部座屈が発生し,



(JTSC-9,  $3\delta_y$ )  
図-7 鋼管・鉄骨・鉄筋の軸ひずみ分布

局部座屈頂部における低サイクル疲労亀裂の進展により終局に達する破壊性状を示した。一方, 降伏から最大荷重時に観察されたフーチング表面のひび割れは局部座屈に伴い進展しなくなった。

差込み部材曲げ破壊のケースでは, 鋼管の局部座屈の発生は見られず, 荷重サイクルの増加に伴い差込み鉄骨, および鉄筋の軸方向ひずみが進展し, 鋼管のフーチング面からの浮き上がりや鋼管とフーチング境界部近傍のコンクリートの剥離が確認された。また, 試験体によっては露出した鉄筋の破断も認められた。

図-5は差込み部材曲げ破壊と判定されたJTSC-9試験体の初期ひび割れ観察時 ( $5\delta_y$ ), 最大荷重時 ( $7\delta_y$ ), および終局に近い時点 ( $11\delta_y$ ) でのフーチング上面コンクリートのひび割れ状況を示す。中央

表-5 最大荷重と破壊形態

試験体No.	試験による最大荷重 (kN)	破壊形態	曲げ耐力計算値 (kN)		
			CFT柱	差込み部材	接合部鋼管降伏
JTSC-1	313.4	CFT柱曲げ破壊	317.7	188.0	341.2
JTSC-2	455.3	CFT柱曲げ破壊	429.7	282.3	454.1
JTSC-3	580.0	差込み部材曲げ破壊	551.8	348.9	592.2
JTSC-4	563.0	差込み部材曲げ破壊	551.1	351.8	567.2
JTSC-5	448.0	CFT柱曲げ破壊	430.9	276.4	454.1
JTSC-6	341.0	差込み部材曲げ破壊	432.4	283.5	454.1
JTSC-7	467.2	CFT柱曲げ破壊	461.5	299.3	454.1
JTSC-8	468.9	CFT柱曲げ破壊	487.4	300.1	454.1
JTSC-9	456.1	差込み部材曲げ破壊	427.8	247.1	454.1
JTSC-10	433.9	差込み部材曲げ破壊	452.8	262.6	454.1

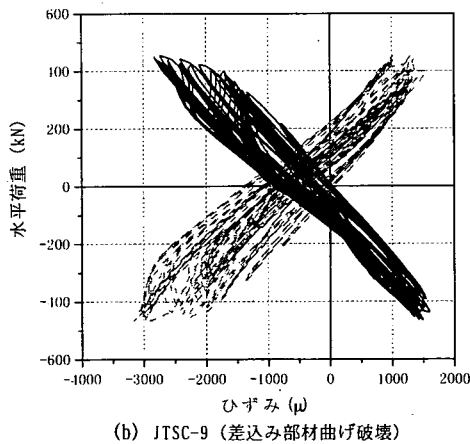
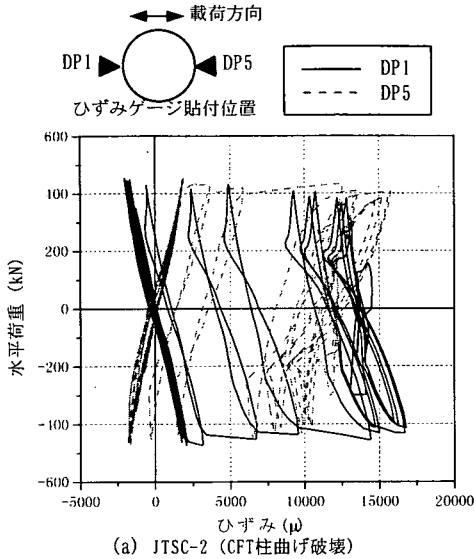


図-8 鋼管の荷重・軸ひずみ関係 (柱基部位置)

の丸は鋼管円柱断面を表している。

破壊の進行状況は以下のとおりである。まず、正負両載荷方向とも差込み部材軸方向鉄筋のうち最外縁の鉄筋がフーチングとの境界において降伏ひずみに達した。

5 $\delta_y$ の載荷にて、明らかにフーチングコンクリートの表面に鋼管から放射状のひび割れが認められた。6 $\delta_y$ 辺りから、鋼管との境界近傍のコンクリートの小規模なはく落が始まり、表面が薄層に剥がれて、浮き上がってきている。7 $\delta_y$ の最大荷重以降、コンクリートのはく落が進行していく一方、差込み部材の先端付近に観察された鋼管の局部座屈の進展は見られなくなった。12 $\delta_y$ で差込み鉄筋が露出、14 $\delta_y$ 以降の載荷において荷重が急激に低下し終局に至った。

図-6はJTSC-9試験体の降伏から最大荷重(3 $\delta_y$ )までの鋼管表面、および差込み鉄骨の主ひずみの分布を示す。図-6より、フーチング面から差込み部材先端付近までの接合部鋼管で曲げモーメントから変換されたせん断力が、コンクリートを介して支圧力として差込み鉄骨に作用している様子が読みとれる。この時の軸ひずみ分布は図-7に示すとおりであり、鋼管基部付近の圧縮側、および引張側の差込み鉄骨、鉄筋すべてが降伏ひずみに達している。

図-8は、鋼管基部より420mmの位置(差込み部材先端の位置は、鋼管基部より510mm~530mm)のCFT柱曲げ破壊のケース(JTSC-2試験体)と差込み部材曲げ破壊ケース(JTSC-9試験体)の鋼管の荷重・軸ひずみ関係を示す。差込み部材曲げ破壊のケースに比較してCFT柱曲げ破壊のケースにおいては、局部座屈の進展による最大荷重以降の軸ひずみの増大が顕著である。

b) 荷重・変位関係

表-5は、各試験体の最大荷重の試験値をCFT部材、差込み部材の曲げ耐力の計算値、および接合部鋼管降伏曲げ耐力の計算値とともに示したものである。表-5に示すCFT部材の曲げ耐力は、鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)<sup>6)</sup>(以下、耐震標準)に基づき算定している。すなわち、コンクリート充填鋼管断面をファイバー要素に分割し、圧縮縁のコンクリートひずみが後述する式(3)から求められるひずみに達する時として、以下の仮定の上に算定されたものである。

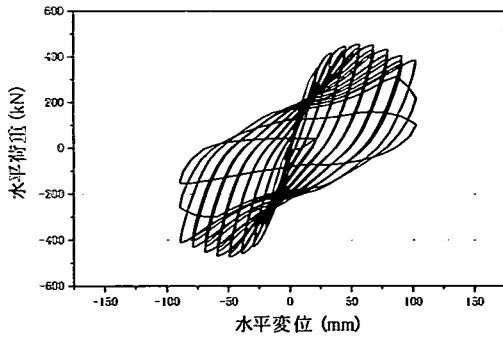


図-9 水平荷重・水平変位の関係 (JTSC-2)

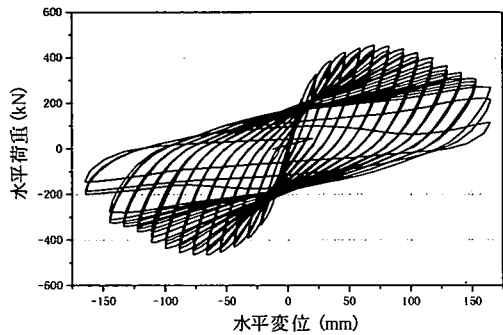


図-10 水平荷重・水平変位の関係 (JTSC-9)

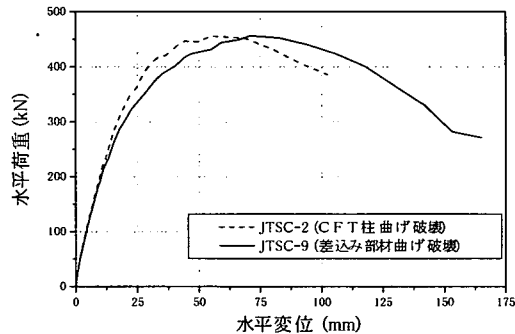


図-11 水平荷重・水平変位包絡線の比較

- 1) 維ひずみは、部材断面中立軸からの距離に比例する。(平面保持の仮定)
- 2) コンクリートの引張応力は無視する。
- 3) 鋼管、およびコンクリートの応力・ひずみ関係は、耐震標準による。
- 4) 軸力は、鋼管およびコンクリートに均等に載荷され、軸力による鋼管とコンクリートの軸ひずみは同じとする。

また、差込み部材の曲げ耐力は、フーチングと鋼管の境界断面における円形SRC断面の曲げ耐力であり、複合標準に基づき算定している。さらに、接合部鋼管降伏曲げ耐力は、後述する図-12に示す接合

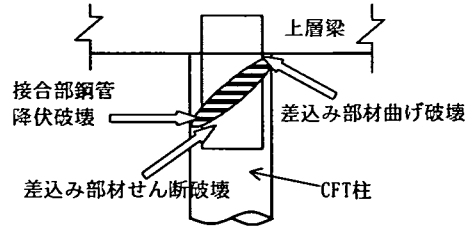


図-12 差込み接合部の破壊パターン

部鋼管降伏破壊に対応した曲げ耐力であり、その評価法は文献5)に示されている。

表-5には、これらにより算定した曲げ耐力を水平荷重載荷位置における荷重に変換した値として示している。表中のパターン部は破壊性状に対応した耐力計算値を示す。CFT柱曲げ破壊となったケースでは、CFT柱の曲げ耐力計算値が最大荷重の試験値を精度良く評価していることがわかる。しかし、差込み部材曲げ破壊となったケースでは、試験により得られた最大荷重は差込み部材の曲げ耐力計算値よりかなり大きい。したがって、複合標準に基づき算定した差込み部材の曲げ耐力は過小評価していたため、全試験体で想定していた破壊性状(差込み部材曲げ破壊)を示さなかったものと考えられる。

図-9、図-10にそれぞれJTSC-2試験体(CFT柱曲げ破壊)、およびJTSC-9試験体(差込み部材曲げ破壊)の荷重履歴曲線を、図-11に両者の包絡線の比較を示す。これらの図から、脆性的な破壊が危惧された差込み部材曲げ破壊の方がCFT柱曲げ破壊に比べて、最大荷重時の変位および終局に達するまでの変位が大きく、変形性能が定性的に高いといえる。これは、CFT柱曲げ破壊の場合は、鋼管の局部座屈により構造性能の劣化が進行し、最終的には局部座屈部で低サイクル疲労による亀裂が発生することにより変形性能が規定されるのに対して、差込み部材曲げ破壊では、鋼管基部フーチング面のコンクリートの損傷劣化が比較的緩やかに進行することから、変形性能が大きくなるものと考えられる。また、履歴曲線の形状からもCFT構造の高いエネルギー吸収能力を差込み部材曲げ破壊時においても十分維持していることがわかる。

### 3. 差込み接合の耐荷性能の評価

#### (1) 差込み部材の曲げ耐力

複合標準では、鉄骨鉄筋差込み接合部の破壊性状は、図-12に示すように、接合部鋼管降伏破壊、差込み部材曲げ破壊、および差込み部材せん断破壊の

表-6 最大荷重と耐力計算値の比較

試験体No.	試験による最大荷重(kN)	破壊形態	CFT柱耐力計算値(kN)	差込み部材耐力計算値(kN)		
				修正計算値 1	修正計算値 2	修正計算値 3
JTSC-1	313.4	CFT柱曲げ破壊	317.7 [1.01]	229.4 [0.73]	243.6 [0.78]	318.8 [1.02]
JTSC-2	455.3	CFT柱曲げ破壊	429.7 [0.94]	321.6 [0.71]	344.5 [0.76]	466.9 [1.03]
JTSC-3	580.0	差込み部材曲げ破壊	551.8 [0.95]	383.4 [0.66]	411.0 [0.71]	557.3 [0.96]
JTSC-4	563.0	差込み部材曲げ破壊	551.1 [0.98]	390.1 [0.69]	416.9 [0.74]	518.8 [0.92]
JTSC-5	448.0	CFT柱曲げ破壊	430.9 [0.96]	329.5 [0.74]	351.6 [0.78]	475.3 [1.06]
JTSC-6	341.0	差込み部材曲げ破壊	432.4 [1.27]	283.5 [0.83]	294.4 [0.86]	343.2 [1.01]
JTSC-7	467.2	CFT柱曲げ破壊	461.5 [0.99]	318.0 [0.68]	344.1 [0.74]	479.8 [1.03]
JTSC-8	468.9	CFT柱曲げ破壊	487.4 [1.04]	321.0 [0.68]	349.8 [0.75]	509.4 [1.09]
JTSC-9	456.1	差込み部材曲げ破壊	427.8 [0.94]	275.7 [0.60]	303.9 [0.67]	414.9 [0.91]
JTSC-10	433.9	差込み部材曲げ破壊	452.8 [1.04]	306.8 [0.71]	322.1 [0.74]	427.0 [0.98]
JTS-3	374.6	CFT柱曲げ破壊	392.7 [1.05]			538.6 [1.44]
JTS-4	446.2	CFT柱曲げ破壊	404.4 [0.91]			543.1 [1.22]
JTS-12	643.3	差込み部材曲げ破壊	706.4 [1.10]			646.4 [1.00]

(注) [ ]内の数値はCFT柱、または差込み部材耐力計算値 / 試験による最大荷重値

3つのパターンを想定している。

このうち、接合部鋼管降伏破壊と差込み部材曲げ破壊に対する安全性の検討は、CFT柱部材曲げ耐力（複合標準に基づき算定される終局曲げ耐力 $M_o$ ）の1.4倍と、RCまたはSRC梁部材の曲げ耐力の1.3倍のうち小さい方の曲げモーメントを設計曲げモーメントとして、接合部鋼管降伏曲げ耐力、差込み部材曲げ曲げ耐力が、設計曲げモーメントを上回っていることを照査する。ここで、上記の1.4倍、および1.3倍という値は、各部材の試験結果<sup>2)</sup>と耐力計算値との差異を考慮したものであり、接合部を柱あるいは梁に対して先行破壊させないという原則のもとに定められた値である。

なお、文献<sup>3)</sup>に示したように、CFT部材の曲げ耐力 $M_o$ は、図-13に示すように橋脚基部に破壊ゾーンが形成され、これが変形とともに柱脚の上方側に広がっていくことを考慮して式(1)により算定される。ちなみに、今回の試験体について式(2)を用いて $L_p/D$ の値を算定すると0.50から0.59となる。耐震標準では、CFT部材の曲げ耐力として式(1)の $M_o$ を用いており、本論文においても $M_o$ により検討を進めることとする。

$$M_m = L_o / (L_o - L_p) \cdot M_o \quad (1)$$

$M_m$  : 最大曲げ耐力

$M_o$  : 複合標準に基づき算定される終局曲げ耐力

$L_o$  : せん断スパン

$L_p$  : 等価塑性ヒンジ長

$$L_p = D \cdot \{ 1.5 \cdot (N/N_y)^2 + 0.5 \} \quad (2)$$

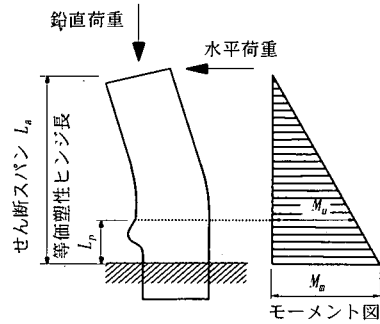


図-13 CFT部材の曲げ耐力 ( $M_o$ ,  $M_m$ ) の関係

$N/N_y$  : 軸力比

本試験では、全ての試験体において、鋼管の斜め引張破壊である接合部鋼管降伏破壊は認められなかった。また、試験体のひずみも接合部鋼管降伏破壊に至るような増加が認められなかった。

一方、すでに述べたように、今回の試験の目的は、差込み部材の曲げ耐力の定量評価法の検討、および破壊挙動の確認であり、試験体の設計にあたっては差込み部材の曲げ耐力をCFT柱部材と同等以下となるよう設定した。しかし、表-5に示したように、差込み部材の曲げ耐力が過小評価であったため、全試験体で想定していた破壊性状を示さなかった。

以下では、差込み部材の曲げ耐力の算定法について、現行評価法を見直し、より精度の良い算定法について検討する。

差込み部材の設計曲げ耐力と試験値とに差異が生じた原因としては、以下の2点が考えられる。

- 1) 設計上の慣例に従い、差込み十字鉄骨のうち弱軸方向の鉄骨を考慮していない。
- 2) 鋼管によるコンクリートへの拘束効果を考慮していない。

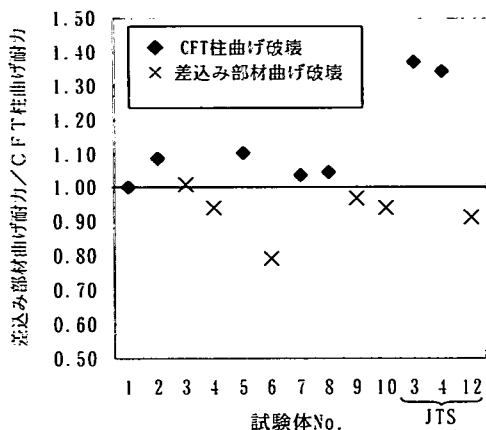


図-14 CFT柱と差込み部材の曲げ耐力比

そこで、上記の因子を考慮して以下のような修正を試みた。

十字鉄骨のうち弱軸方向の鉄骨も曲げ耐力の算定に考慮する。これにより算定される曲げ耐力を修正計算値1とする。さらに、鋼管によるコンクリートの拘束効果を考慮して圧縮縁のコンクリートのひずみは複合標準において、鉄骨鉄筋コンクリート部材の曲げ耐力算定時に規定している0.0035ではなく耐震標準に規定されているCFT部材の曲げ耐力の算定時に用いられる式(3)による圧縮ひずみを用いる<sup>6)</sup>。これにより算定される曲げ耐力を修正計算値2とする。

$$\epsilon'_c = 1.474 \cdot (f_y / E_s) \cdot (D/t/100)^{-1} + 0.006 \quad (3)$$

ここに、

- $\epsilon'_c$  : 最大耐力点における最外縁コンクリートの圧縮ひずみ
- $f_y$  : 鋼管の降伏強度
- $E_s$  : 鋼管のヤング係数
- $D$  : 鋼管径
- $t$  : 鋼管厚

上記の2点について修正した計算値を表-6に示す。表中、各耐力計算値における括弧内の数値は試験における最大荷重値との比を示している。

表-6より、修正計算値1について弱軸方向に配置した鉄骨は中立軸位置付近にあるため、耐力への寄与は小さいことがわかる。また、修正計算値2においても、コンクリートの圧縮ひずみを増加させても耐力への寄与は比較的小さく、それほど耐力計算値の改善効果は認められない。

そこで、両因子を考慮するにあたり、差込み鋼材とコンクリートの全塑性応力状態を仮定し、差込み

鉄骨、鉄筋およびコンクリートの各曲げ耐力を累加させて曲げ耐力を算定する。このとき、鋼管によるコンクリートの拘束効果は、試験において鋼管基部の周方向ひずみがいずれの試験体でもほぼ降伏ひずみを超えていることから、鋼管の降伏応力が周方向の拘束力として働くと仮定する。

そして、Park・Paulay<sup>8)</sup>、および Manderら<sup>9)</sup>の研究において提案されている式(4)、および式(5)を用いて、コンクリートの圧縮強度を評価することとする。これにより算定される曲げ耐力を修正計算値3とする。

拘束応力  $f_l$  は、

$$f_l = \frac{2t \cdot f_y}{D} \quad (4)$$

ここに、

- $f_y$  : 鋼管の降伏強度
- $D$  : 鋼管径
- $t$  : 鋼管厚

コンクリートの圧縮強度  $f'_{cc}$  は、

$$f'_{cc} = f'_c \left( 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 \cdot f_l}{f'_c}} - 2 \frac{f_l}{f'_c} - 1.254 \right) \quad (5)$$

ここに、

$f'_c$  : コンクリートの一軸圧縮強度

表-6より明らかなように、上記により算定される修正計算値3は、差込み部材の曲げ耐力の試験値をほぼ正確に算定できることがわかる。表-6には、参考として、過去に実施した差込み接合部の単調載荷試験<sup>9)</sup>において、CFT柱曲げ破壊、および差込み部材曲げ破壊となった3体の試験体 (JTSシリーズ) の差込み部材の曲げ耐力の計算値と試験値をあわせて示している。JTS-12試験体でも、修正計算値3は精度良く算定できていることがわかる。

図-14は、全試験体について、差込み部材 (修正計算値3) とCFT柱の曲げ耐力 (荷重点における荷重値換算) の比を示す。今回の試験では、この値が0.9~1.1の間に集中している。そのためどちらの破壊性状にもなりうる試験体であったと考えられるが、図中に示すように、JTSC-3試験体を除いて、1.0を境に破壊性状が分かれている。このことから、図-14に示す曲げ耐力比により、破壊性状を予測することが可能であると考えられる。

## (2) 接合部の変形性能

CFT柱部材曲げ破壊のケースにおいて、鋼管の差込み部材からの拔出しおよび差込み部材の梁部 (本



表-7 柱頭（全体）変位への接合部抜出しの影響

	試験体No.	柱頭変位 試験値 $\delta_{ex}$ (mm)	抜出しの影響による柱頭変位			CFT部材計算値 $\delta_{oc}$ (mm)	柱頭変位計算値 $\delta_{1ch} + \delta_{1es} + \delta_{oc}$ (mm)
			$\delta_{1ch}$ (mm)	$\theta_{1r}$ (rad)	$\delta_{1es}$ (mm)		
最外縁鋼管 降伏時	JTSC-1	19.21	3.37	0.0089	10.65	3.58	17.60
	JTSC-2	15.91	2.76	0.0074	8.83	3.55	15.14
	JTSC-5	13.71	2.23	0.0064	7.64	3.54	13.41
	JTSC-7	19.44	3.42	0.0091	10.92	3.92	18.26
	JTSC-8	19.31	3.38	0.0090	10.84	4.29	18.52
最大荷重時	JTSC-1	63.68	11.42	0.0285	34.20	22.80	68.42
	JTSC-2	54.84	10.21	0.0247	29.68	22.94	62.83
	JTSC-5	48.14	8.01	0.0207	24.89	23.12	56.03
	JTSC-7	60.00	10.25	0.0254	30.51	18.88	59.64
	JTSC-8	39.24	6.70	0.0177	21.25	16.71	44.66

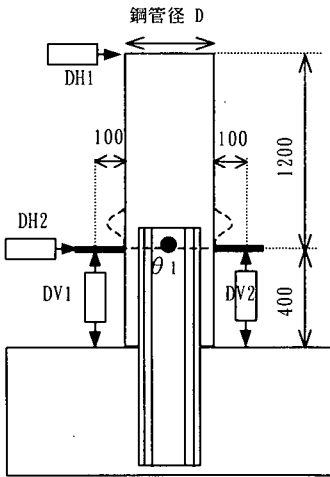
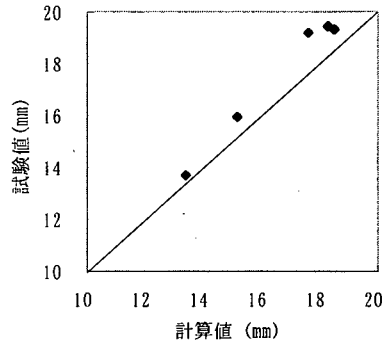


図-15 変位計設置位置

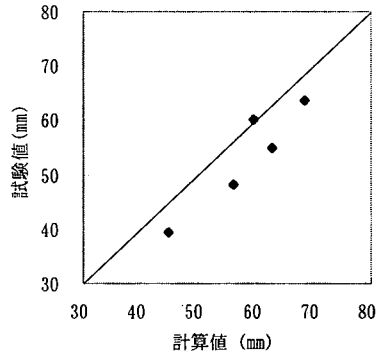
試験においてはフーチング)からの抜出しがCFT柱部材の変形性能に及ぼす影響を評価する。

図-15に示すように、鋼管基部に変位計を設置し、鋼管柱の引抜きおよび押込み変位から算出される回転角を実測して、そこから回転変形による変位量を求める。鋼管の局部座屈は、差込み部材先端部付近（基部より500mm）まで生じていたが、変位計測位置である基部から400mmの位置は、この影響は受けていない。

表-7に400mm高さにおける最外縁鋼管の降伏、および最大荷重時の柱頭変位( $\delta_{ex}$ )、接合部水平変位( $\delta_{1ch}$ )、接合部の回転変形による柱頭変位( $\delta_{1es}$ )の各試験値、およびCFT部材部分の曲げによる変位の計算値( $\delta_{oc}$ )を示す。ここで、接合部の回転変形による柱頭変位( $\delta_{1es}$ )は、図-15に示す鉛直変位計(DV1, DV2)の計測値の差を、その水平距離(鋼管径



(a)降伏時



(b)最大荷重時

図-16 柱頭（全体）変位

に200mmを加えた値)で除して回転角( $\theta_{1r}$ )を算定し、この値にCFT部材の長さ(1,200mm)を乗じたものである。また、CFT部材の曲げによる変位( $\delta_{oc}$ )は、耐震標準<sup>9)</sup>に基づき算定している。

図-16に柱頭変位の試験値( $\delta_{ex}$ )と計算値とを比較して示す。なお、柱頭変位計算値は、抜出しの影響による接合部とCFT部材の各変位の試験値にCFT部材

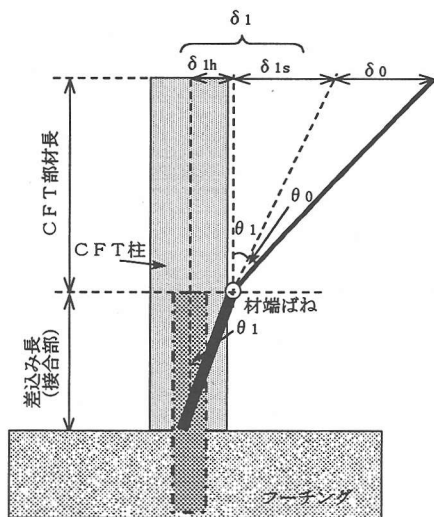


図-17 変形概念図

の変位の計算値を加えた値である(表-7最右欄)。これより、図-17に示すように、柱頭変位( $\delta$ )は、CFT部材の曲げ変位量( $\delta_0$ )と接合部の差込み鋼材の拔出しによる回転変形に起因する変位( $\delta_1$ )の和として式(6)で表すことができる。

$$\delta = \delta_0 + \delta_1 \quad (6)$$

ここに、

- $\delta$  : 柱頭変位
- $\delta_0$  : CFT柱体変位
- $\delta_1$  : 差込み鋼材の拔出しによる変位

図-18は、鋼管基部より400mmの位置における水平変位について、計測された水平変位量( $\delta_{1eh}$ )と、同位置における回転角( $\theta_{1e}$ )に差込み長(400mm)を乗じて算定される変位量の比較を示す。図-18より、両者の変位量は等しく、接合部の変形は、基部の回転によるものとして表すことができ、内部に差込み鋼材を有する接合部での曲げ変形量は微小であることから、剛体と仮定できる。

つぎに、接合部の差込み鋼材の拔出しによる回転変形に起因する変位( $\delta_1$ )の評価について検討する。

図-19は、各試験体の柱頭(全体)変位量に占める接合部の拔出しおよびCFT部材の曲げによる各変位の割合を示す。降伏、最大荷重時のいずれにおいても、差込み鋼材の拔出しによる接合部の水平変位( $\delta_{1h}$ )が20%程度、同様に、拔出しによるCFT部材の変位( $\delta_{1s}$ )が50%程度である。これより、鉄骨鉄筋差込み接合を有するCFT柱部材の変形量の約7割は接合部の拔出しの影響によるものであることがわかる。また、この割合は全試験体でほぼ同程度であり、鋼

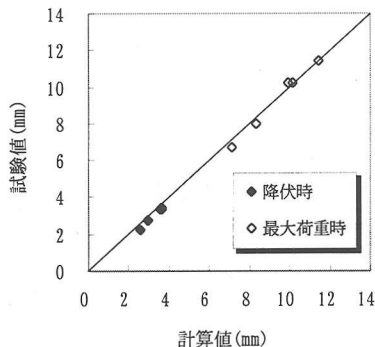


図-18 接合部水平変位

材比や鉄骨鉄筋比および軸力比などのパラメータによる影響は認められない。

降伏、最大、終局の各過程における全体変形および接合部拔出しによる変位の推移をみる。ここで、終局状態とは耐震標準に定義するとおり、水平荷重値が最大荷重の90%まで低下した点とした。ただし、JTSC-1試験体については、鋼管の局部座屈頂部の亀裂により荷重が急激に低下したため、最終より1ループ前のループ頂部を終局点とみなしている。

図-20に示すとおり、全体変位の増加に比べ、接合部の拔出しの影響による変位は、最大荷重時から終局にかけてほぼ一定値となっており、CFT柱曲げ破壊のケースにおいては、最大荷重以降、主に、差込み部材先端部に発生した塑性ヒンジ部の曲げ変形により変位が進展することを示している。なお、このような傾向は、複合標準で推奨するところの接合方式である埋込み接合方式や二重鋼管接合方式の場合でも同様である<sup>3)</sup>。

#### 4. 差込み接合部の設計法

今回実施した交番荷試験結果より、差込み部材曲げ破壊となるケースにおいても、脆性的な破壊の危険性は少なく、むしろ優れたエネルギー吸収能力を有する点などが認められた。

しかし、CFT部材に対する耐力比をさらに低減させた場合の挙動について不明な点が残ること、部材損傷後の補修は、鋼管内部の差込み部材の取替え等よりも鋼管の損傷に対する方が簡便であること、および差込み部材曲げ耐力の評価手法の再検討結果から現行よりもコンパクトな差込み部材の設計が可能となるなどの理由から、差込み接合部の設計にあたっては、複合標準の原則どおり、接合部の先行破壊は許容しないのがよいと考えられる。したがって、

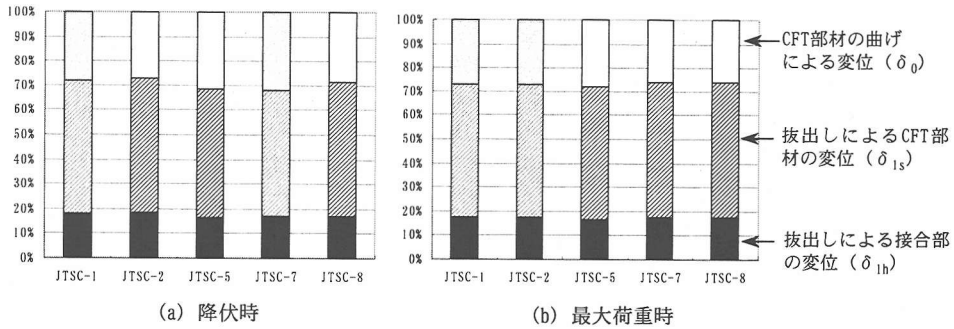


図-19 柱頭変位に占める抜出しの影響の割合

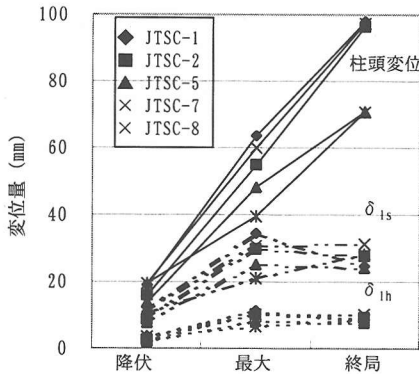


図-20 変位量の推移

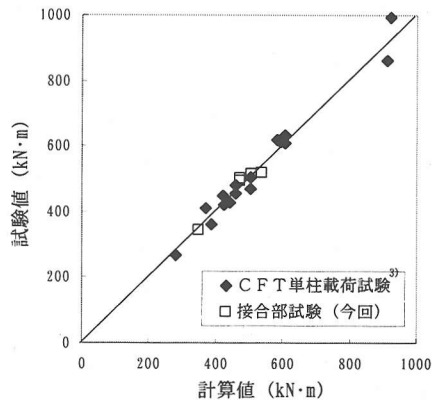


図-21 CFT部材の最大曲げ耐力

同断面位置における曲げ耐力（モーメント）の比較において、差込み部材の耐力がCFT柱の耐力より上回るように設計する必要がある。ただし、各曲げ耐力の算定精度にはばらつきを含むことより、設計上はそのばらつきを考慮して安全側に評価するようにする。

図-21に示すとおり、CFT部材の最大曲げ耐力については、過去の単柱載荷試験<sup>3)</sup>と今回のCFT柱曲げ破壊となったケースの合計22試験体の試験結果より、計算値は試験値に対し最大で10%過小評価する場合がある。一方、差込み部材の曲げ耐力については、今回の試験結果より、最大でも試験値と同程度であり、全般に計算値が試験値よりも小さい傾向が認められる。

以上から、差込み部材がCFT曲げ耐力の1.1倍以上の耐力を有するよう設計することで安全側に評価できるものと考えられる。したがって、差込み部材曲げ破壊に対する安全性の検討にあたっては、式(7)により照査するのが適当である。

$$\gamma_i \cdot \frac{M_d}{M_{ud}} \cdot \frac{\ell_j}{\ell_c} \leq 1.0 \quad (7)$$

ここに、

- $M_d$  : 設計曲げモーメントで、CFT柱あるいは梁部材の曲げ耐力の小さい方。CFT柱の場合、耐震標準に基づき算出した最大曲げ耐力の1.1倍、RCまたはSRC梁の場合、RC標準<sup>12)</sup>あるいは複合標準により算出した曲げ耐力の1.3倍。
- $M_{ud}$  : 差込み部材の設計曲げ耐力で、鋼材とコンクリートの全塑性モーメント。
- $\ell_j$  : 荷点（曲げモーメント0点）から鋼管基部までのスパン
- $\ell_c$  : 荷点（曲げモーメント0点）から差込み部材先端までのスパン。ただし、 $M_d$ が梁部材の曲げ耐力により決定される場合は、 $\ell_j = \ell_c$ 。
- $\gamma_i$  : 構造物係数

鉄骨鉄筋差込み接合を有するCFT部材の変形性能は、図-17に示したように、差込み部材先端部に回

転ばねを集約したモデルを用いて算定することができる。その際、接合部の抜出しによる部材角は、図-19より、CFT部材のく体変形による部材角の2倍程度と評価することができる。ここで、CFT部材のく体変形による部材角の算定は、耐震標準による。なお、本試験に用いた差込み部材の差込み長さは鋼管直径の1.3倍程度であるが、差込み長さが短い場合には抜出しの影響が大きくなると予想されることから、差込み部材の構造諸元が本試験体と著しく異なる場合には別途の検討が必要である。

## 5. 結論

CFT部材を柱に、RC構造あるいはSRC構造を梁部材に使用した複合ラーメン高架橋の接合部として提案する鉄骨鉄筋差込み接合の諸元を模した試験体を用い、交番載荷試験を実施した。この結果をもとに、鉄骨鉄筋差込み接合を有するCFT部材の耐荷力、および変形性能について評価した結果をまとめると以下の通りである。

- (1) 差込み部材曲げ破壊のケースにおいても、今回の試験程度の耐力比であれば、脆性的な破壊性状は示さず、良好な変形性能を有することを確認した。
- (2) 差込み部材の曲げ耐力の評価は、弱軸鉄骨、およびコンクリートの鋼管による拘束効果を考慮し、断面の全塑性モーメントとして算定することができる。
- (3) 差込み部材曲げ破壊に対する検討において、CFT部材曲げ耐力値の1.1倍を設計曲げモーメントとするのが妥当である。
- (4) 差込み接合を有するCFT部材の変形性能は、差込み部材先端部に回転ばねを集約したモデルを用いて算定することができる。
- (5) 接合部の抜出しによる部材角は、CFT部材のく体変形による部材角の2倍程度としてよい。なお、差込み部材の差込み長さは、鋼管直径の約1.3倍以上を確保する必要がある。

謝辞：本研究は、運輸施設整備事業団からの「次世代高架橋システムの開発（その1：複合構造の鉄道

高架橋システムの開発）」に対する補助金を受けて実施されたものである。

## 参考文献

- 1) コンクリート充填鋼管構造の標準化（土木）小委員会：土木分野におけるコンクリート充填鋼管構造の現状と今後の課題、JSSCテクニカルレポート、No.44、（社）日本鋼構造協会、1998.8.
- 2) 岩田秀治、村田清満、山田正人、石井弘一：鉄道構造物へのコンクリート充填円形鋼管柱の適用、鋼構造年次論文報告集、第7巻、pp.241-248、1999.11.
- 3) 村田清満、山田正人、池田学、瀧口将志、渡邊忠朋、木下雅敬：コンクリート充填円形鋼管柱の変形性能の再評価、土木学会論文集、No.640/I-50、pp.149-163、2000.1.
- 4) 運輸省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼とコンクリートの複合構造物）、丸善、1998.7.
- 5) 村田清満、安原真人、木下雅敬、葛 拓造：鉄道混合構造物の接合部の耐荷力評価、鋼構造論文集、pp.9-20、1998.9.
- 6) 運輸省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）、丸善、1999.10.
- 7) 村田清満、安原真人、渡邊忠朋、木下雅敬：コンクリート充填円形鋼管柱の耐荷力と変形性能の評価、構造工学論文集、Vol.44A、pp.1555~1564、1998.3.
- 8) Park,R.and Paulay,T.: Reinforced Concrete Structure, Wiley, New York, p.769, 1992.
- 9) Mander,J.B.,Priestly,M.J.N. and Park,R.: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.114, No.8, pp.1804-1826, 1998.8.
- 10) 村田清満、池田学、川井治、瀧口将志、渡邊忠朋、木下雅敬：鉄骨鉄筋コンクリート柱の変形性能の定量評価に関する研究、土木学会論文集、No.619/I-47、pp.235-251、1999.4.
- 11) 高山智宏、村田清満、木下雅敬：複合ラーメン高架橋（差込み接合）に関する実験的検討、第55回土木学会年次学術講演会概要集、I-A269、2000.9.
- 12) 運輸省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 SI単位版（コンクリート構造物）、丸善、1999.10.

(2001.5.8受付)

# A DESIGN METHOD OF BEAM-TO-COLUMN INSERT JOINT FOR HYBRID RAILWAY RIGID FRAME ELEVATED BRIDGES

Tomohiro TAKAYAMA, Kiyomitsu MURATA,  
Manabu IKEDA and Masanori KINOSHITA

Railway elevated bridges in urban areas are often constructed under many spatial restrictions in a limited time. Moreover, railway structures are demanded to show the high seismic resistance. A hybrid railway elevated bridge may be a structure to meet above-mentioned requirements. Authors have already proposed a method of evaluating performances for concrete-filled tubular steel pipes and concrete encased steels, which are used as column and beam members in hybrid railway rigid frame elevated bridges respectively. On the other hand, a design method of beam-to-column joint panels of hybrid railway elevated bridges is not enough clarified.

This paper describes a design method of a newly developed beam-to-column insert joint, where steel frame and rebars are inserted into concrete filled tubular steel columns, based on the experimental study.