

超高層鋼構造建物の現場溶接接合部が有する耐震性能を検証する

E-ディフェンス震動台実験

E-DEFENSE TESTS ON THE SEISMIC PERFORMANCE OF
BEAM-TO-COLUMN MOMENT FRAME CONNECTIONS
IN HIGH-RISE STEEL BUILDINGS岡崎 太一郎^{*1}, 松宮 智央^{*2}, 長江 拓也^{*3}, 福山 國夫^{*4}
井上 貴仁^{*5}, 中島 正愛^{*6}*Taichiro OKAZAKI, Tomohiro MATSUMIYA, Takuya NAGAE,
Kunio FUKUYAMA, Takahito INOUE and Masayoshi NAKASHIMA*

Two full-scale steel moment-resisting frames were constructed and tested at E-Defense to examine the performance of high-rise buildings subjected to long-period ground motions. Frame 1 adopted typical design and detailing from the 1970's employing both field-welded and shop-welded details for the moment frame connections. Frame 2 was identical to Frame 1 except that all connections were field-welded and upgraded using three strengthening methods. A number of connections in Frame 1 fractured during a simulated long-period motion. No damage was observed in Frame 2 until the same motion was repeated multiple times. The performance of field-welded connections in existing high-rise buildings and the effectiveness of upgrade methods are discussed.

Keywords: High-rise buildings, Steel structures, Beam-to-column connections, Long-period ground motions, Shake-table tests

超高層建物, 鋼構造, 柱梁接合部, 長周期地震動, 振動台実験

1. はじめに

超高層鋼構造建物（本論文では，建築基準法第20条第1号が唱える「高さが六十メートルを超える建築物」を超高層とよぶ）では，内ダイアフラムを設けた溶接組立箱型柱を用い，組立現場で梁のウェブを高力ボルト摩擦接合で，フランジを完全溶込み溶接で柱に接合する現場溶接形式の柱梁接合部（以下，内ダイアフラム形式の現場接合部と略称する）が頻繁に使用される。現場接合部は，工程が少ない経済的な柱梁接合部として，1960年代には米国西海岸で導入されていた^{1,2)}。わが国でも超高層建物の建設開始を契機に1970年代から使用例が増えた³⁾。しかし，1994年米国ノースリッジ地震でその不適格性が露呈するや，米国では柱梁接合部の設計標準が一新され，塑性変形を期待する接合部に高力ボルト摩擦接合と溶接接合を混用することが禁じられた⁴⁾。

1995年兵庫県南部地震の被害⁵⁾を受けて，鋼構造建物の柱梁接合部に関する研究が精力的に展開され^{例えば6)}，その成果は『鋼構造接合部設計指針⁷⁾』と『鉄骨工事技術指針⁸⁾』に反映されている。しかし，中低層建物と高層建物とは接合部の設計詳細と施工方法が異なり，柱梁接合部に関する研究のほとんどは，建設件数の大多数を占める中低層建物を主眼に置いたものである。中低層建物では，通しダイアフラムを使用し，一切の溶接を工場で実施する形式が一

般的である。内ダイアフラムを設け，梁フランジを柱面に現場溶接で接合する，超高層建物に特有の柱梁接合部に関する知見は，実のところ限られている。1970年代前後に製作された超高層建物の現場接合部は塑性変形能力が低く，溶接近傍で梁フランジが破断する懸念が高いという指摘もある⁹⁾。一方で，近い将来に高い確率で東海・東南海・南海の海底断層を震源域とした巨大地震が起こると予測されており，長周期地震動が作用すると長時間にわたって大きく揺れる超高層建物の耐震性が社会問題として注目されている¹⁰⁻¹³⁾。

このような状況に鑑み，2008年3月と2009年10月に，実大三次元震動破壊実験施設（E-ディフェンス震動台）を用いて超高層鋼構造建物の耐震性能を検証する振動台実験が実施された^{14,15)}。この実験の特徴は，わが国の超高層鋼構造建物の耐震性能についてなるべく実際に則した知見を得るべく，現実の鋼架構を現実の施工条件で建設し，この鋼架構を現実にごく近い地震動にさらしたことにある。実寸の鋼梁に実寸の床スラブをつけた重層架構を設計し，気温や風などの気象条件から溶接工の立ち位置や姿勢，工事行程にいたるまで，現実の現場作業環境で製作した。この架構に超高層建物の振動特性を付与した上で，近い将来，高い確率で都市部に起こると予測される長周期地震動にさらした。

本論文は，2つのE-ディフェンス実験の結果に基づき，1970年

^{*1} 北海道大学大学院 准教授・Ph. D.^{*2} 近畿大学 講師・博士(工学)^{*3} 独立行政法人防災科学技術研究所兵庫耐震工学センター
主任研究員・博士(工学)^{*4} 独立行政法人防災科学技術研究所兵庫耐震工学センター
客員研究員^{*5} 独立行政法人防災科学技術研究所兵庫耐震工学センター
副センター長・博士(工学)^{*6} 京都大学防災研究所 教授・Ph. D.

Assoc. Prof., Hokkaido Univ., Ph. D.

Lecturer, Kinki Univ., Dr. Eng.

Senior Researcher, EERC, NIED, Dr. Eng.

Visiting Researcher, EERC, NIED

Deputy Director, EERC, NIED, Dr. Eng.

Prof., DPRI, Kyoto Univ., Ph. D.

代に建設された超高層鋼構建造物の柱梁接合部が性能不足である可能性を指摘し、その性能不足をどのように補強で補えるかを検証する。以下、2章で現場接合部とその補強に関する文献情報を整理し、3章で試験体を、4章で加振計画を概説する。5章で実験結果を整理し、6章で考察を述べ、7章で議論をまとめる。

2. 現場接合部

2.1 ノースリッジ地震の教訓

わが国と異なり、米国西海岸では一般的に、鋼構建造物の柱梁接合部を現場溶接で施工する。米国の現場接合部は1960年代に確立され¹⁾、1980年代に全強接合部の規範形式に指定されると西海岸に広く定着した²⁾。しかし、1994年ノースリッジ地震で梁下フランジが破断した事例が広範に見られ、現場接合部の耐震性能が極めて乏しい事実が明らかになると、それまでの規範は直ちに反故にされた⁴⁾。ノースリッジ地震以前は溶接品質と接合部形式に重大な欠点があり、梁フランジを柱に接合する完全溶込み溶接について、①溶着金属の破壊靱性が不足し、②溶接の品質管理が不徹底で、③梁下フランジの底側にウェブ直下で溶接欠陥を発生し易く、④梁ウェブが邪魔になるため、梁下フランジに非破壊検査を実施しにくく、⑤梁下フランジで裏当て金と柱面の間に脆性破断の起点となるき裂が形成される、などの問題が指摘されている^{4,16)}。また、柱面の近傍では平面保持の仮定が成立しない上に、溶接接合と高力ボルト摩擦接合では剛性が異なるので、⑥接合部が伝達する応力が梁フランジに過分に流れ、⑦梁下フランジの底側では、正曲げによる引張応力に局所的な二次曲げによる引張応力が付加される¹⁶⁾。さらに、合成スラブの影響で、⑧正曲げ時に梁下フランジに作用する引張応力は、負曲げ時に梁上フランジに作用する引張応力よりかなり大きい¹⁷⁾。全強接合を極端に減らし大断面材でラーメン構造を構成する設計が主流となり、⑨梁のスパン・せい比が低減したこと¹⁸⁾、梁フランジに作用する塑性ひずみが増大した。以上の要因が重なり、ノースリッジ地震以前の米国の現場接合部は、梁下フランジの完全溶込み溶接と柱の界面で破断しやすい形式であった^{4,16)}。

この反省を踏まえ、米国では鋼構建造物の柱梁接合部に関する規定が大幅に強化された¹⁹⁾。なかでも、耐震構造に特化した溶接基準²⁰⁾が新たに設立されたことと、複数の実大実験データをもとに専門委員会が認可した柱梁接合部形式を使用することが義務付けられたこと²¹⁾は特筆に値する。平成24年5月現在、認可された柱梁接合部の形式は6つ、審査中の形式は5つを数える²¹⁾。

2.2 超高層鋼構造の現場接合部

わが国の超高層鋼構建造物に適用される内ダイアフラム形式の現場接合部は、米国の接合部形式と多くの点で似ている。被覆アーク溶接でなく炭素ガスアーク溶接を、主要部材に電炉鋼でなく高炉鋼を、柱材にH形鋼でなく主として溶接組立箱型柱を使用するなどの違いがあるが、先に挙げた破壊影響因子のうち、①②は吟味を要するが、③から⑧はわが国の超高層鋼構建造物にも該当する。箱型柱の柱フランジが面外曲げて降伏すると、⑥が増長される場合がある。⑦を解消することは正しく改良型スカラップやノンスカラップ形式を推奨する動機であり^{7,8)}、⑧の重要性は確認されている²²⁾。超高層建物黎明期の現場接合部の特徴として、⑩梁下フランジでスカラップが溶接開先と一体化しており、この部位が破断の起点になりやすい欠点も見逃せない^{3,9)}。

1995年兵庫県南部地震の反省を踏まえ、近年の超高層鋼構建造物は、接合部の近傍で梁フランジを拡幅することで現場接合部の欠点を克服することが多い。しかし、2000年以前に建設された超高層鋼構建造物には上述した現場接合部の欠点が存在すると考えられ、その耐震性能の可否は詳らかにされていない。

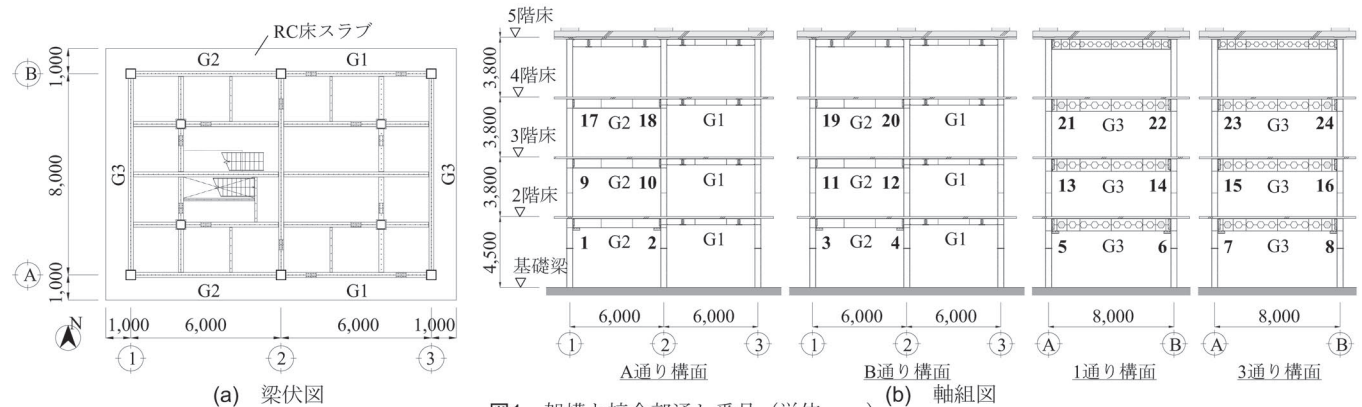
2.3 接合部の補強方法

ノースリッジ地震と兵庫県南部地震のあと、既存の柱梁接合部の性能不足が認識され、さまざまな補強方法が提案された²³⁻³²⁾。例えば、(A) 梁フランジに増厚鋼板を溶接する方法²⁷⁾、(B) 梁フランジに方杖型ハンチを溶接する方法^{24,28)}、(C) 梁フランジを柱面から離れた部位で切り欠く方法²⁸⁾、(D) 三角鋼板を溶接して梁フランジを拡幅する方法^{24,31)}などの有効性が確認されている。これらの方法には、塑性ヒンジを柱面から離すことで、破断の起点となりやすい梁フランジ溶接部に作用する応力を低減する意図が共通している。(B)と(C)の施工性を高める変種として、(E) 梁下フランジに梁に並行するT字形鋼ハンチを溶接する方法^{25,29,31)}、(F) 梁下フランジに柱面から離れた部位に孔を切削する方法³⁰⁾なども提案されている。

3. 試験体

3.1 概要

図1に示す4層鋼架構を2体、兵庫県三木市のE-ディフェンス敷地内で建設した。写真1に見るように、溶接工や検査工の作業環境に至るまで、実際の現場施工条件で建設した。架構-1は2008年1月2日に建設し、同年3月17日から21日にかけて加振した。架構-2は2009年7月8日に建設し、同年10月1日2日に加振した。



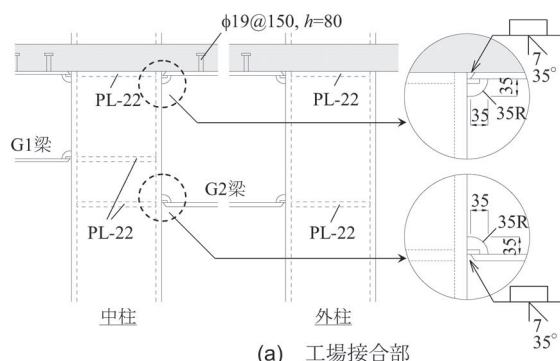


(a) 梁フランジの現場溶接 (b) 非破壊検査
写真1 架構-2の施工状況

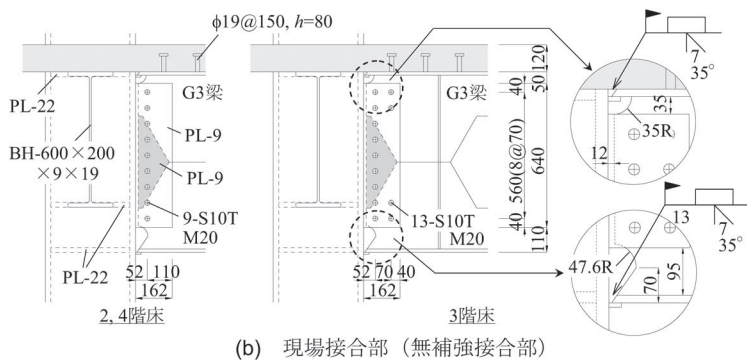
表1 鋼材の材料強度

部材	架構-1		架構-2	
	σ_v	σ_u	σ_v	σ_u
柱	343	515	353	522
	G1	426	576	432
	G2	357	532	351
梁	G3	373	534	401
	シヤータブ	403	545	416
	D10	395	531	370
スラブ鉄筋	D13	388	524	332
				475
σ_v : 降伏強度	補強材 PL-9		390	536
σ_u : 引張強度	補強材 PL-12		409	530
(単位: MPa)	補強材 PL-16		396	537
	補強材 PL-19		358	513

架構-1 と 2 は接合部詳細のみが異なった。外法は東西に 2 間 12 m, 南北に 1 間 8 m, 階高は 1 階のみ 4.5 m で 2 から 4 階が 3.8 m であった。全ての鋼材に SM490A を用いた。両方向にラーメン構造で、東西に G1 (圧延材 H-400×200×8×13) と G2 (溶接組立材 H-600×200×9×19) の 2 種類の梁を、南北に有孔梁 G3 (Hc-800×199×10×15, 圧延材 H-596×199×10×15 から製作) を配した。初期の超高層建物を代表する断面として G2 と G3 梁を選び、水平剛性を調整する目的で G1 梁を組み込んだ。どの梁も幅厚比でフランジが構造ランク FA に、ウェブが FD に相当した。柱に溶接組立箱型柱 400×400×25 を用い、梁フランジが接合する位置で補剛鋼板 (内ダイアフラム) を溶接した。表 1 にフランジ標本の引張試験に基づく各部材の材料強度を記す。ただし、架構-1 の柱には 5 つの鋼材を混用したので、検査証明書に報告された値の平均値を示す。各階に厚さ 120 mm の鉄筋コンクリート床スラブを打設し、梁を完全合成梁とした。コンクリートの圧縮強度は、目標値 21 MPa に対して架構-1 は 28 日強度 30 MPa、架構-2 は 29 MPa と測定した。柱と梁の曲げ強度比は 2 を超え、塑性変形が梁端に集中する設計であった。2 階から 4 階まで、G2 と G3 梁に合計 24 箇所の柱梁接合部を製作した。図 1 に接合部の通し番号を示し、表 2 に各個所に採用した接合部形式を記す。



(a) 工場接合部



(b) 現場接合部 (無補強接合部)

図2 架構-1の柱梁接合部詳細 (単位: mm)

表2 柱梁接合部一覧

番号	梁	架構-1		架構-2	
		接合部	損傷観察	接合部	損傷観察
1	G2	工場	損傷なし	鉛直ハンチ	梁下フランジが局部座屈 ^(注)
2	G2	工場	損傷なし	鉛直ハンチ	損傷なし
3	G2	工場	損傷なし	鉛直ハンチ	損傷なし
4	G2	工場	損傷なし	鉛直ハンチ	損傷なし
5	G3	現場	損傷なし	鉛直ハンチ	損傷なし
6	G3	現場	下側スカラップ底に亀裂	鉛直ハンチ	損傷なし
7	G3	現場	梁下フランジが溶接部で破断	鉛直ハンチ	損傷なし
8	G3	現場	損傷なし	鉛直ハンチ	損傷なし
9	G2	工場	下側スカラップ底に亀裂	水平ハンチ	梁下フランジ母材が破断 ^(注)
10	G2	工場	損傷なし	水平ハンチ	梁下フランジ母材が破断 ^(注)
11	G2	工場	梁下フランジが溶接部で破断	水平ハンチ	梁下フランジ母材が破断 ^(注)
12	G2	工場	損傷なし	水平ハンチ	梁下フランジ母材に亀裂 ^(注)
13	G3	現場	損傷なし	ウェブ溶接	梁下フランジ溶接部に亀裂
14	G3	現場	損傷なし	ウェブ溶接	損傷なし
15	G3	現場	梁下フランジが溶接部で破断	ウェブ溶接	梁下フランジが溶接部で破断
16	G3	現場	梁下フランジ溶接部に亀裂	ウェブ溶接	梁下フランジが溶接部で破断
17	G2	工場	下側スカラップ底に亀裂	水平ハンチ	梁下フランジ母材に亀裂 ^(注)
18	G2	工場	損傷なし	水平ハンチ	梁下フランジ母材に亀裂 ^(注)
19	G2	工場	梁下フランジが溶接部で破断	水平ハンチ	梁下フランジ母材に亀裂 ^(注)
20	G2	工場	損傷なし	水平ハンチ	梁下フランジ母材に亀裂 ^(注)
21	G3	現場	損傷なし	水平ハンチ	損傷なし
22	G3	現場	梁下フランジが溶接部で破断	水平ハンチ	梁下フランジ母材に亀裂 ^(注)
23	G3	現場	梁下フランジが溶接部で破断	水平ハンチ	梁下フランジ母材が破断 ^(注)
24	G3	現場	損傷なし	水平ハンチ	梁下フランジ母材が破断 ^(注)

^(注) 鉛直ハンチおよび水平ハンチ接合部における損傷は、いずれも補強部の先端に生じた

3.2 架構-1の柱梁接合部

図 2 に架構-1 に採用した 2 種類の接合部形式を示す。いずれも 1970 年代の超高層鋼構建造物に一般的に用いられた形式である³⁾。

(a) 工場接合部

G2 梁は柱芯から 1.2 m までの部分を工場で柱に溶接接合し、残る中間部分は高力ボルト摩擦接合で継いだ。図 2(a)に示すように、梁の上下フランジは完全溶込み溶接、ウェブは隅肉溶接で柱に接合した。上下フランジでスカラップの形状、裏当て金の取り付け位置、開先の向きは対称であった。

(b) 現場接合部

図 2(b)に示す G3 梁は、ウェブの高力ボルトを本締めしたのち、フランジを柱面に溶接した。現場で下向き溶接するため、スカラップの形状と大きさ、裏当て金の取り付け位置、開先の向きなどが上下フランジで異なった。スカラップをガス切断とグラインダで製作し、下フランジに完全溶込み溶接の開先と一体化した大きなスカラップを設け、1970 年代の特徴を再現した。シヤータブと接合する梁端のウェブ孔は予め鋼板で埋めた。2 階床と 4 階床のウェブ接合には、梁のせん断力だけを負担する設計で F10T-M20 ボルトを 9 本使用し、3 階床のウェブ接合には、ウェブの曲げ耐力を伝達するために同ボルトを 13 本使用した。

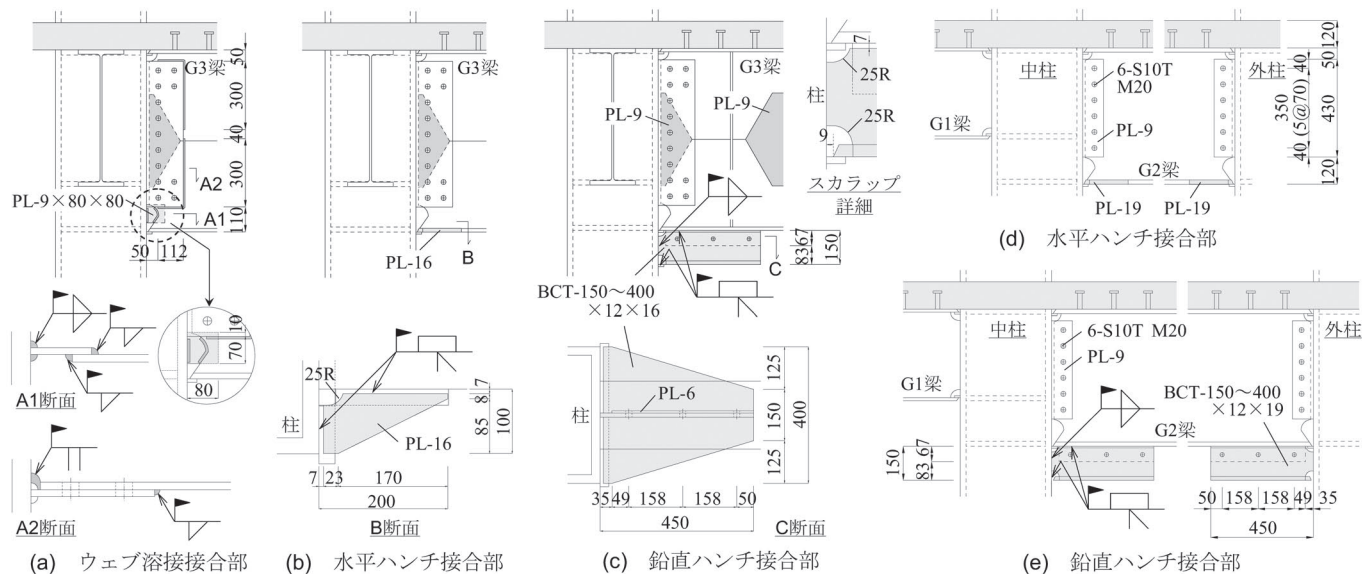


図3 架構-2の柱梁接合部詳細: (a)~(c)はG3梁; (d)と(e)はG2梁 (単位: mm)

3.3 架構-2の柱梁接合部

図3に架構-2に採用した接合部を示す。架構-1はG2梁に工場接合部を採用したが、架構-2は24箇所全てを架構-1の現場接合部と同じ形式(ただしウェブ接合に使用したF10T-M20ボルトはG2梁で6本、G3梁で13本)で製作し、床スラブを打設したあとで補強を施した。工事が床スラブに干渉しない方法で、損傷が集中しやすい梁下フランジを中心に補強した^{31,32)}。G3梁のウェブ孔は両端だけでなく、端から2つ目まで鋼板で埋めた。表1に検査証明書に報告された補強材の材料強度を記す。個々の補強方法を以下に述べる。

(a) ウェブ溶接接合部

図3(a)に示すように、シヤータブを梁ウェブに隅肉溶接し、梁ウェブを柱に溶接し、梁下フランジのスカラップを鋼板で塞いだ。既往の研究にない補強形式である。ウェブ接合の曲げ剛性を向上し、スカラップ底の応力集中を緩和する効果を期待した。3階床の接合部13から16の4箇所採用した。

(b) 水平ハンチ接合部

図3(b)と(d)に示すように、柱面と梁下フランジ外縁に三角鋼板を完全溶込み溶接で取り付け、柱面位置で梁下フランジの幅が柱幅と揃うように拡幅した。前述の形式(D)であり、梁下フランジ溶接部に作用する応力を緩和する効果を期待した。三角鋼板の厚さは梁下フランジと揃え、梁材長方向の寸法は、三角鋼板の有効幅に応じた引張強度を梁下フランジにせん断で伝達するに十分な長さとして定めた。3階床の接合部9から12、4階床の接合部17から24の合計12箇所採用した。

(c) 鉛直ハンチ接合部

図3(c)と(e)に示すように、梁下フランジにT字形鋼ハンチを溶接した。前述の形式(E)であり、損傷しやすい梁下フランジを抜本的に補強する方法である。柱に補剛鋼板が無かったので、柱面位置でハンチ幅が柱幅と揃うように拡幅し、ハンチ左右端から柱板厚の3.5倍内側に入った部分までを有効幅とした。有効幅に応じた引張強度を梁下フランジにせん断で伝達するに十分な長さとして、ハンチの長さを定めた。施工順序として、まず梁下フランジの下側に鋼板を隅肉溶接で仮付し、ハンチをこの鋼板にボルトで仮止めた後

に、梁下フランジと柱に完全溶込み溶接で接合した。2階床の接合部1から8の8箇所採用した。

3.4 現場条件と溶接条件

架構-1は冬季に施工し、溶接と超音波探傷を実施した日の気温が氷点に近く、日照時間がほとんどなかった。架構-2は梅雨季に施工し、溶接と超音波探傷を実施した日は気温が25℃と暖かく、日照時間が3時間程度あった。梁フランジの完全溶込み溶接に炭素ガスアーク溶接と鋼製タブを使用した。架構-1で径1.2mmの溶接ワイヤ YGW11を、架構-2で径1.4mmの YGW18を採用した。YGW18は1995年兵庫県南部地震の被害を受けて開発されたワイヤで、溶着金属の強度と靱性を改善するだけでなく、入熱とパス間温度を緩和でき作業効率で優位なため、YGW11に代わって主流になりつつある。温度0℃で計測した溶着金属のシャルピー衝撃値を見ると、YGW18で製作した架構-2のG3梁だけが奨励される70J以上を満たさなかった。なお、架構-2では梁下フランジの探傷不能部に注意し、超音波探傷の感度を12デシベル上げた。

架構-2の補強工事には、全姿勢溶接用のフラックス入りワイヤ径1.2mmのT490T1-ICA-UH5とフラックスタブを使用した。

3.5 設計式に基づく性能検証

表3に各接合部の接合部強度比を示す。指針⁷⁾に準じて、接合部強度を梁の全塑性モーメントで除した接合部強度比が、接合部係数(SM490の場合1.35)を上回るか否かを確認する。指針⁷⁾どおり純鋼梁に基づく値と、合成梁として算定した値^{15,31)}を示す。ただし、補強部先端の断面、またはG3梁の有孔断面が全塑性に至ったときの柱面モーメントが柱面位置の全塑性モーメントを下まわった場合、これを全塑性モーメントに替えた。図4に合成梁の寄与を含めた応力分布を例示する。これは、既報³¹⁾で妥当性を確認した応力分布である。鋼材強度 σ_y と σ_u に表1に記す値を、コンクリート強度 σ_B に30MPaを用いた。表3を見ると、鋼梁と合成梁のいずれで算定しても、接合部強度比に大きな隔たりはなかった。合成スラブを考慮すると、曲げの正負に関わらず、梁の全塑性モーメントと接合部強度が同様の比率で向上するためである^{15,31)}。工場接合部、現場接合部、ウェブ溶接接合部と、水平ハンチ接合部でG3梁を使用した

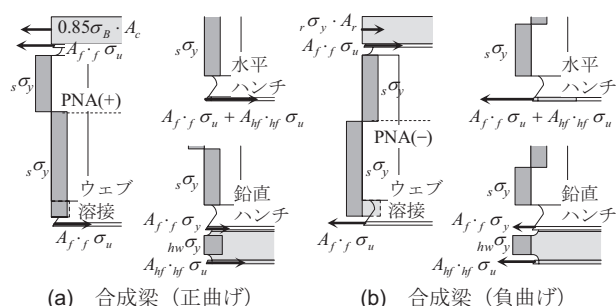


図4 接合部強度の算定に仮定した応力分布

箇所で接合部強度比が 1.35 に足りず、特に現場接合部の接合部強度比が小さい。3 階よりも 2 階と 4 階で現場接合部の接合部強度比が小さい理由は、ウェブ接合のボルト本数が少ないためである。

表 4 に前報¹⁵⁾の定義にしたがった塑性中立軸比を示す。塑性中立軸比とは、図 4 の応力分布において梁下フランジ底縁から塑性中立軸までの距離を鋼梁せいひの半分で除した値で、H 形断面では曲げの正負に関わらず 1.0 である。塑性ヒンジ回転に伴って梁下フランジに生じる塑性ひずみが、合成梁と純鋼梁でどれだけ異なるかを表現する。合成梁として算定すると、工場接合部と現場接合部では、塑性中立軸比が正曲げで 1.5、負曲げで 1.2 から 1.3 と高い値をとる。現場接合部と比較して、ウェブ溶接接合部は若干だが塑性中立軸比を低減する。水平ハンチ接合部の塑性中立軸比は正曲げでほぼ 1.0、負曲げで 1.0 以下、鉛直ハンチ接合部の塑性中立軸比は正曲げでも負曲げでも 1.0 を下まわる。

表 3 と 4 の数値によると、工場接合部と現場接合部は指針⁷⁾が推奨する保有耐力に満たず、塑性ひずみが梁下フランジに集中する。ウェブ溶接接合部は僅かながら推奨耐力に満たず、やはり梁下フランジに塑性ひずみが集中する。水平ハンチ接合部は G3 梁を使用した箇所推奨耐力に満たないが、梁下フランジの塑性ひずみを低減する効果がある。鉛直ハンチ接合部は優に推奨耐力を満たし、梁下フランジよりも上フランジに大きな塑性ひずみが作用する。

4. 加振計画

架構の上にコンクリート錘・積層ゴム支承・鉛ダンパーで構成される縮約層を設置し、架構と縮約層を合わせた総体で 21 階建ての想定建物と同じせん断振動特性を再現した¹⁴⁾。したがって、架構は 21 階建て建物の下層部に想定される载荷を経験した。

システム同定のためのホワイトノイズ加振や、小加振を織り交ぜつつ、3 つの地震動記録を用いて加振実験を実施した。エルセント

表3 接合部強度比

接合部	純鋼梁	合成梁	
		正曲げ	負曲げ
工場	1.30	1.23	1.25
現場	2, 4階床	0.98	1.08
3階床	1.07	1.16	1.11
ウェブ溶接	1.36	1.30	1.32
水平	G2	1.48	1.50
ハンチ	G3	1.28	1.28
鉛直	G2	1.61	1.61
ハンチ	G3	1.41	1.40

表4 塑性中立軸比

接合部	純鋼梁	合成梁	
		正曲げ	負曲げ
工場	1.00	1.00	1.00
現場	3階床	1.08	1.08
ウェブ溶接	1.03	1.03	1.26
水平	G2	0.47	0.47
ハンチ	G3	0.64	0.64
鉛直	G2	0.34	0.34
ハンチ	G3	0.49	0.49

ロ記録を高層評定のレベル 2 地震動に合わせ最大速度を 0.5 m/s に基準化した地震動 EL2、東海地震で川崎市に想定される東扇島記録³³⁾ HOG、東海・東南海地震で名古屋に想定される三の丸記録³⁴⁾ SAN の 3 記録で、EL2、HOG、SAN の順で加振した。SAN は継続時間が 5 分近い長周期地震動である。各地震動の NS と EW 成分のうち、予測した試験体の 1 次固有周期 2.4 秒で卓越する成分を東西方向に入力し、もう一方を南北方向に入力した^{14,15)}。

架構-2 は本論文で論じる加振に先だって制振ダンパーを組み込んだ制振構造として加振し³⁵⁾、0.005 ラジアン程度の層間変形角を多数回生じた。本論文では先行加振がもたらした履歴を無視するので、架構-2 に対して破断までの累積変形を若干小さく評価する。

5. 実験結果

5.1 全体挙動

E-ディフェンス振動台が精度よく目標地震動を再現したことを確認した¹⁴⁾。試験体の固有周期は両方向とも 2.1 から 2.4 秒で¹⁵⁾、加振を経るごとに少しずつ伸長した。

図 5 に各加振で測定した最大層間変形角の高さ方向分布を、架構と方向ごとに示す。縮約試験体は 5, 6, 20, 21 層に層間変形を生じない形状であった。7 層より上層については、縮約層の層間変位を縮約階の想定位置 (9, 14, 19 階) の間に均等分配した。架構-2 では、先行加振³⁵⁾で縮約層の鉛ダンパーが損傷したために 9 から 13 層の層間変位角が大きく出た。加振を経るたびに試験体の応答特性も変化した。下層階に生じる最大塑性変形と塑性履歴回数に極端な影響はでなかった。レベル 2 地震動に相当する EL2 加振で層間変形角は制限値 0.01 ラジアン以内に納まり、試験体は高層評定基準にかなう挙動を示した。EL2、HOG、SAN と加振強度を上げ、SAN 加振を繰り返すにつれて層間変形角が増大した。

架構-1 の南北構面は、1 回目の SAN 加振で層間変形が 0.02 ラジアンに満たないなかで梁が 4 箇所 (図 1 と表 2 の通し番号で接合部 7, 15, 22, 23) で破断した。そのうち、SAN の NS 成分を使って

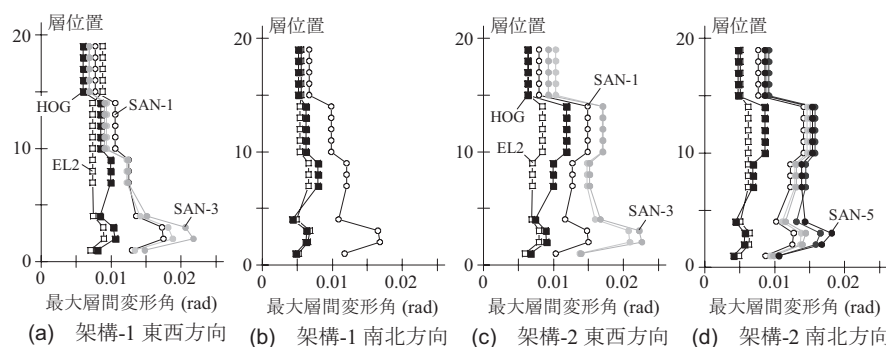


図5 最大層間変形角の高さ方向分布

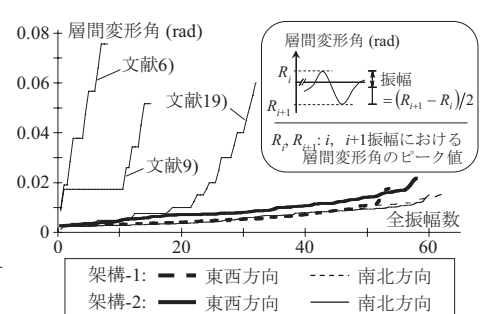


図6 層間変形角の時刻歴と代表的な実験用载荷則

東西方向にのみさらに 2 回加振した。東西構面は、SAN-1、SAN-2 加振を損傷なく乗り切ったあと、SAN-3 加振中に梁が 2 箇所（接合部 11、19）で破断したので、実験終了とした。架構-2 は SAN 加振で、南北構面より東西構面に大きな層間変形を生じ、SAN-3 加振中にまず東西構面で梁が 3 箇所（接合部 9、10、11）で破断した。そのうち、SAN の EW 成分を使って南北方向にのみさらに 2 回加振した。SAN-5 加振中に南北構面の梁が 4 箇所（接合部 15、16、23、24）で破断したので、実験終了とした。いずれの架構のいずれの構面も、0.02 ラジアン前後の層間変形で梁端が破断したが、残留変形をほとんど生じなかった。2 層と 3 層は、1 層と 4 層と比較して 3 割増しから倍近い層間変形角を生じた。梁端の破断は、変形が最も大きかった 3 階床、次いで 4 階床に集中した。

図 6 は、雨だれ法³⁶⁾により SAN-1 加振で計測した 2 層目の層間変形角の振幅を算定し、 ± 0.0025 ラジアンを超える振幅を小さい順に並べ直したものである。あわせて、米国で柱梁接合部の検証実験に使用する載荷則¹⁹⁾、兵庫県南部地震ののちに組織的実験で使用された載荷則⁶⁾、超高層建物の柱梁接合部に提案された載荷則⁹⁾のそれぞれに雨だれ法を適用した結果も示す。SAN 加振で得た振幅は降伏限（事前解析で 0.006 ラジアン）内外に極めて多かったが、最大値がせいぜい ± 0.02 ラジアンであった。これは長周期地震動を受けた超高層建物に特徴的な履歴で¹⁰⁻¹³⁾、大きな塑性履歴を主とする従来の載荷則と歴然と違った。米国の載荷則は 3、9、20 層建物の時刻歴応答を反映し、長周期地震動を勘案しないに関わらず、相当数の小振幅履歴を含む。

5.2 柱梁接合部の挙動

図 7 から 9 に両架構の接合部 15 と 16 で計測した梁端モーメントと梁回転角の関係と、梁の曲げモーメント分布を示す。それぞれ架構-1 の SAN-1 加振、架構-2 の SAN-2、SAN-5 加振から得た。図(b)の曲げモーメント分布は、図(a)と(c)の履歴曲線に丸付数字で印した時刻に取りだした。梁端モーメントは柱に添付した歪ゲージから求め、梁回転角は塑性化部を包含する柱面から 1,600 mm の領域（図(b)で灰色に塗る）で測定した。測定方法の信頼性は前報¹⁵⁾で検証済みである。図に示す梁端モーメントは静止状態からの増分であり、死荷重の寄与を含まない。梁端モーメントが接合部 15 で最大の時刻を①、接合部 16 で最大の時刻を②と印す。耐力劣化状況から破断開始と判断される時刻を③とし、時刻③までの履歴を実線で、そののちの履歴を点線で示す。

架構-1 も 2 も接合部 16 の側で純鋼梁の全塑性モーメント（図中細線で示す）を若干超えたが、合成梁の全塑性モーメント（太線）に達せず、目立った塑性回転角を生じなかった。架構-1 の接合部 15 と架構-2 の接合部 15 と 16 で正側の耐力低下が認められたが、どの接合部も負側の耐力低下を示さなかった。図 9 を見ると、接合部 15 でも 16 でも正側のモーメント値が図 8 での値の半分程度であった。SAN-4 までの加振で、梁の両端で同程度に損傷が進行した可能性が高い。

曲げの正負によって、例えば時刻①と②で反曲点が梁長方向に移動したことに注目したい。回転角 0.005 ラジ

アン未満の小振幅で見られる履歴曲線の膨らみは反曲点の移動に起因し、塑性回転を伴わなかった。図 7 を見ると、時刻③から④に至るまで、せん断力がほぼ一定に保たれ、モーメントが接合部 15 から接合部 16 に再分配された結果、反曲点が梁長の 4 分点まで接合部 15 寄りに移動した。このうち接合部 15 は正側耐力を回復せずスリップ型の履歴を示し、反曲点は常に接合部 15 寄りに位置した。履歴曲線の勾配が低下したので、塑性回転に伴う接合部 16 の塑性ひずみも緩和されたと判断できる。載荷条件が異なるので、梁の一端が破断したのちの残る一端の塑性回転と耐力上昇は、破断前と区別して評価する必要がある。

5.3 損傷観察

表 2 に各接合部について得た観察をまとめる。接合部の損傷部位は、梁下フランジに限られた。この観察結果は、図 7 から 9 に例示した履歴で、正側の耐力だけが低下した傾向と照合する。写真 2 に実験終了後に撮影した各接合部の写真を示す。実験終了後の架構に残留変形はなく、破断して開いた亀裂もこの写真では閉じていることに注意されたい。破断の判定は、履歴曲線が示す耐力劣化と、実験後の肉眼観察に因った。

架構-1 の工場接合部は、12 箇所のうち 2 箇所（接合部 11、19）が SAN-3 加振中に梁下フランジで破断した（写真(a) 参照）。破断は完全溶込み溶接と母材の界面に沿い、破断しなかった接合部 9 や 17 でも梁下フランジのスカラップ底に亀裂が見つかった。現場接合部は 12 箇所のうち 4 箇所（接合部 7、15、22、23）が SAN-1 加振中に、やはり梁下フランジで破断した（写真(b) 参照）。

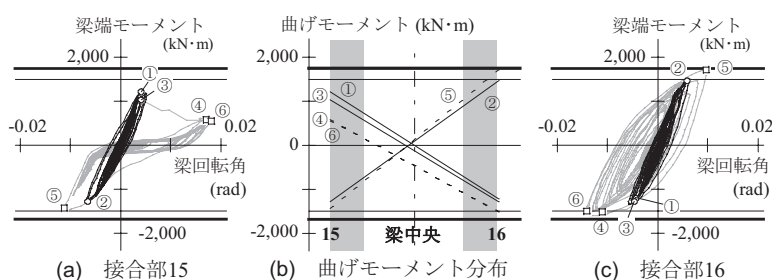


図7 架構-1 接合部15と16の履歴

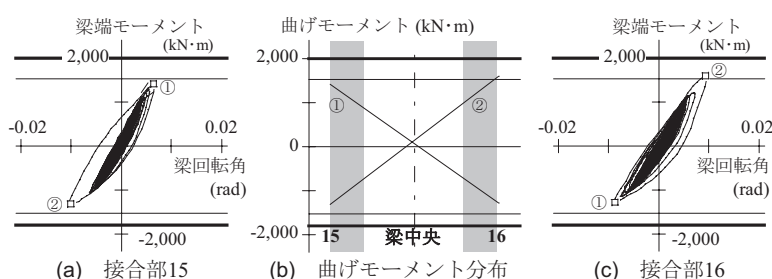


図8 架構-2 接合部15と16の履歴（SAN-2加振）

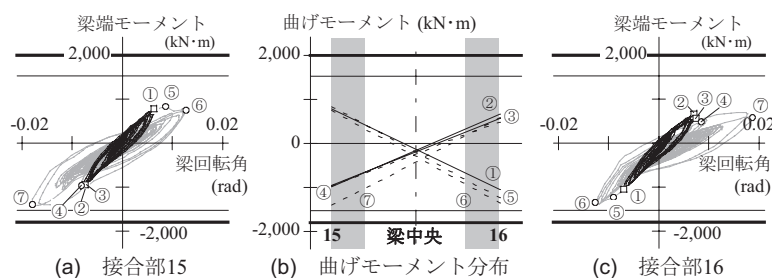
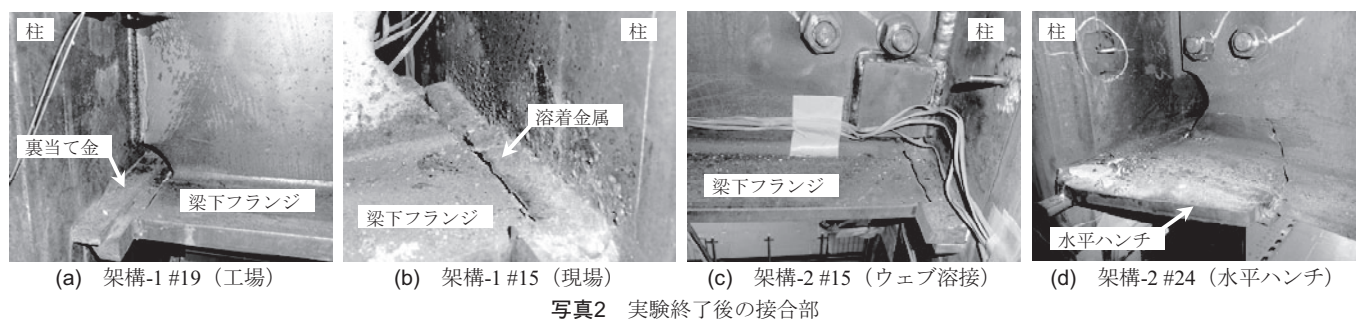


図9 架構-2 接合部15と16の履歴（SAN-5加振）



架構-2 のウェブ溶接接合部は、4 箇所のうち 2 箇所（接合部 15, 16）が SAN-5 加振中に梁下フランジで破断した（写真(c) 参照）。架構-1 の現場接合部とよく似て、完全溶込み溶接との界面に沿って破断した。水平ハンチ接合部は、G2 梁を使用した東西構面 8 箇所のうち 3 箇所（接合部 9, 10, 11）が SAN-3 加振中に破断した（写真(d) 参照）。三角鋼板の先端を起点に、梁下フランジが外縁から破断し、亀裂がウェブを上方に伝った。破断しなかった残り 5 箇所でも、三角鋼板の先端に梁下フランジの亀裂が見つかった。G3 梁を使用した南北架構を見ると、8 箇所のうち 4 箇所（接合部 15, 16, 23, 24）が SAN-5 加振中に、東西架構のものと同じ形態で破断した。鉛直ハンチ接合部は 8 箇所すべてが SAN-5 加振終了まで健全な状態で残った。接合部 1 のみが、ハンチの先端で梁下フランジに若干の局部座屈を生じた。

5.4 破面観察

写真 3 に架構-1 と 2 の接合部 15 の梁下フランジ母材側の破断面を示す。どちらも現場で溶接され、施工時の超音波探傷検査で欠損が検出されず、検査規準に合格した。写真 3(a)に示す架構-1 の破断面は起伏に富み、写真 3(c)の顕微鏡写真に例示する開先残存部をはじめ、破断の痕跡がなく溶込み不良と識別される部位がスカラップ周辺に目立った。写真 3(b)に示す架構-2 の破断面には溶込み不良と識別される部位がなかった。したがって、架構-1 の梁下フランジ溶接が架構-2 のそれより品質で劣った可能性が高い。前述のと

おり、溶接ワイヤに YGW11 でなく YGW18 を使用したこと、施工時の気候がより温暖だったこと、溶接管理をより徹底したことなど、架構-2 には架構-1 より溶接品質に有利な条件が揃った。なお、架構-1 の工場接合部で調査した破断面には、溶接不良と識別される部位がなく、スカラップ底に疲労破壊が進展した痕跡が確認された。

写真 4 に、架構-1 の接合部 16 から採取した梁下フランジ溶接部の断面を示す。図 10 に実験終了後に超音波探傷で検出した欠陥と、各断面の採取位置を示す。接合部 16 は実験終了まで曲げ耐力を保持した（図 7(c)参照）が、梁下フランジの幅 3 分の 1 まで破断が進んでいた。ウェブを含む断面(b)と欠陥検出位置の断面(d)では、溶接底部の梁母材側に亀裂（白塗矢印で示す）があり、溶着金属にビード間の溶込み不良と思われる空隙（黒塗矢印）が複数確認できた。断面(b)でスカラップが溶接開先と一体化する位置にも亀裂（白塗矢印）を確認した。同じ傾向はほかの未破断箇所でも観察されたので、現場接合部の梁下フランジ破断がスカラップ底とフランジ外縁のいずれか、あるいは両方を起点としたと判断できる。

5.5 梁端近傍のひずみ分布

図 11 に架構-1 の接合部 22、架構-2 の接合部 6, 14, 22 で SAN 加振中に梁端モーメントが正負最大値を計測したときのひずみ分布を、ゲージ貼付位置と塑性中立軸（表 4 の算定に用いた値）とともに示す。灰色の縦帯はひずみの弾性範囲を示す。架構-1 の接合部

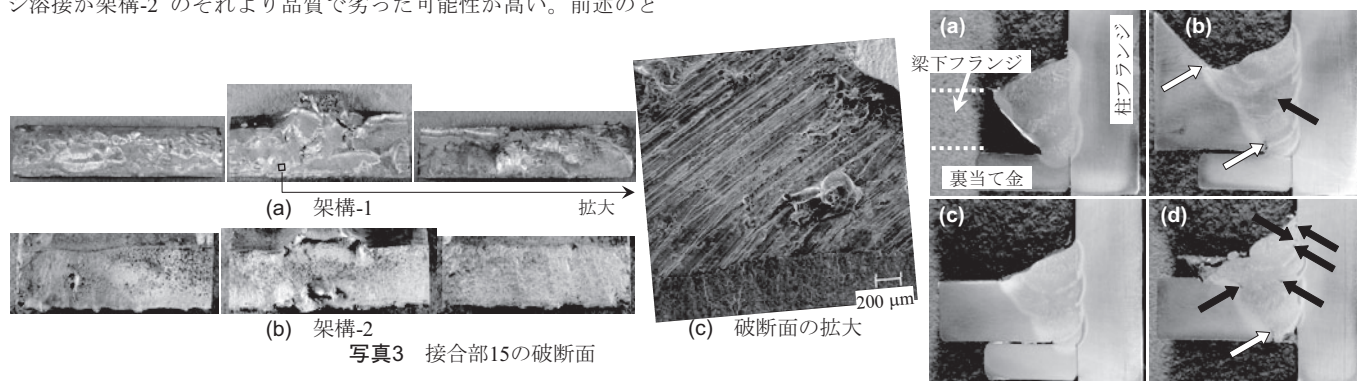
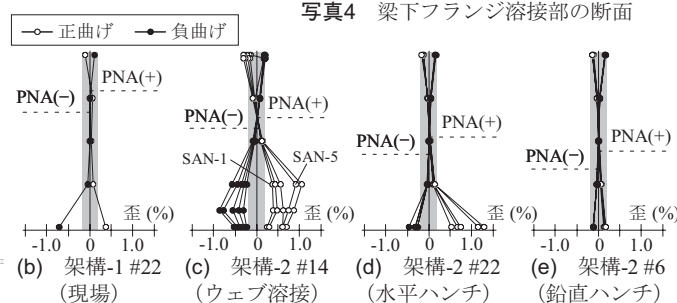
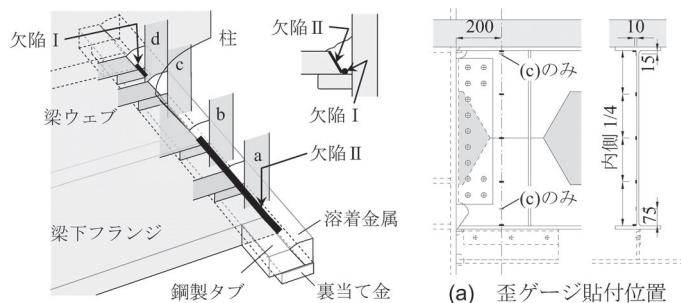


写真4 梁下フランジ溶接部の断面



22 (図(b) 参照) は現場接合部で、ウェブの曲げ伝達効率が悪く、上フランジが弾性にとどまった。曲げの正負に関わらず塑性中立軸が上フランジに近く、下フランジは大きな塑性振幅を経験した。架構-2 の接合部 14 (図(c) 参照) はウェブ溶接接合部で、ウェブの曲げ伝達効率が良く、下フランジの塑性振幅がウェブと比較しても小さかった。意図した補強効果が得られたことが分かる。架構-2 の接合部 22 (図(d) 参照) は水平ハンチ接合部で、図(b)の現場接合部と大差ないが、計測断面は三角鋼板の先端に当たり、補強効果が現れない位置である。図(b)と(d)と比較して、図(c)でウェブの曲げ伝達が改善されたのは、溶接によりウェブ接合の曲げ剛性が向上した効果であろう。架構-2 の接合部 6 (図(e) 参照) は鉛直ハンチ接合部で、上下いずれのフランジも加振中に降伏しなかった。なお、いずれの接合部でも、合成スラブを考慮した塑性中立軸は、ひずみ分布が示唆する中立軸とほぼ一致した。

6. 考察

6.1 最大曲げ耐力

図 12 に各接合部で全加振から得た梁端モーメントの正負最大値を示す。灰色は破断しなかった接合部を、黒色は破断した接合部を、白色は反対端が破断したのちの上昇値を表わす。純鋼梁と合成梁の全塑性モーメント、接合部強度をそれぞれ細線、太線、点線で示す。

架構-1 を見ると、工場接合部は破断した箇所もなかった箇所もほぼ合成梁の全塑性モーメントに達した。現場接合部は、接合部 14 のみが合成梁の全塑性モーメントに達し、接合部 7, 15, 23 は純鋼梁の全塑性モーメントにすら達せず破断した。接合部 8, 16, 24 では梁の反対端が破断したあと耐力が上昇した。架構-2 を見ると、ウェブ溶接接合部の耐力は架構-1 の現場接合部と大差なく、接合部 15 は純鋼梁の全塑性モーメント以下で破断した。水平ハンチ接合部は高い割合で破断し、その内訳も合成梁の全塑性モーメントに達した接合部 10 から純鋼梁の全塑性モーメント以下で破断した接合部 23 まで多様であった。鉛直ハンチ接合部には合成梁の全塑性モーメントを超えたものもあったが、どれも破断しなかった。

破断した接合部は例外なく、接合部強度を大きく下回るモーメントで破断した。指針が推奨する保有耐力接合の条件を満たしても、降伏限内外の小振幅載荷を百の桁で経験するうちに耐力上昇を示すことなく、やがて溶接部で破断する傾向は、既往の研究でも指摘さ

れている³⁷⁾。保有耐力を通して最大塑性変形性能を保証する方法は、超高層建物の接合部に馴染まない可能性がある^{11,12)}。

ところで、全塑性モーメントに達しなかった接合部は G2 梁より G3 梁に多かった。架構-1 で曲げ伝達効率に有利な工場接合部に G2 梁を、不利な現場接合部に G3 梁を用いたことと、G3 が有孔梁だったこと、G3 梁は G2 梁より細幅でウェブの全塑性モーメント分担率が高いこと (G3 梁有孔部 0.31, 無孔部 0.39, G2 梁 0.24) が影響したと考えられる。

6.2 塑性変形能力

図 13 に各接合部について全加振から算定した梁端塑性回転角の累積値を示す。全履歴から算定した値を折れ線で、片振幅 (極大値と極小値の差) が 0.005 ラジアンを超える履歴部分だけで算定した値を棒グラフで示す。後者の意図は、5.2 節の議論に基づいて、反曲点の移動に伴う見かけ上の塑性回転を除外することにある。前者と後者の違いが架構-2 の鉛直接合部で 3 倍以上に達することからみて、見かけ上の塑性回転角の累積は無視できない。灰色と黒色の区別は図 12 と同じで、破断した接合部については破断までの累積値を示す。白色は梁の反対端が破断したのちの加算値を示す。

破断した計 13 箇所の累積塑性回転は 0.02 から 0.6 ラジアンで、上限は、既往の研究^{例えば 6)}で報告される値と同程度である。最大モーメントが小さく最大塑性回転角も小さかったが、それなりの塑性変形が各梁端に累積したことが分かる。SAN 加振の実行回数の違いが原因で、架構-1 では南北構面より東西構面の累積塑性回転角が大きかった。累積塑性回転角が大きかった 3 階床の接合部は、他床より高い確率で破断した。破断した接合部とその反対端 (例えば架構-1 の接合部 11 と 12) を比較すると、同じ梁でもより大きな塑性回転を経た端で破断した傾向が読み取れる。

架構-1 の現場接合部が 0.02 から 0.08 ラジアンの極めて小さな累積塑性回転角で破断したことが、何よりも目をひく。接合部 7, 15, 23 は微々たる塑性回転を経て破断した。その反対端の接合部 8, 16, 24 は、層せん断力を一手に引き受けて負担モーメントが上昇し、層剛性が低下して層変形角が上昇した (図 7 参照) 結果、大きな塑性回転を経験したのだが破断しなかった。

6.3 破壊形態

表 2 に記すとおり、柱梁接合部の損傷は梁下フランジに集中し、破壊した箇所でも梁上フランジは無損傷で実験を終えた。この結果

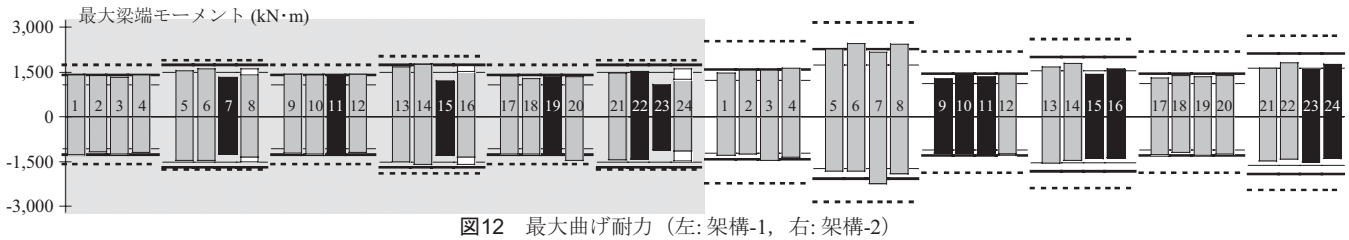


図12 最大曲げ耐力 (左: 架構-1, 右: 架構-2)

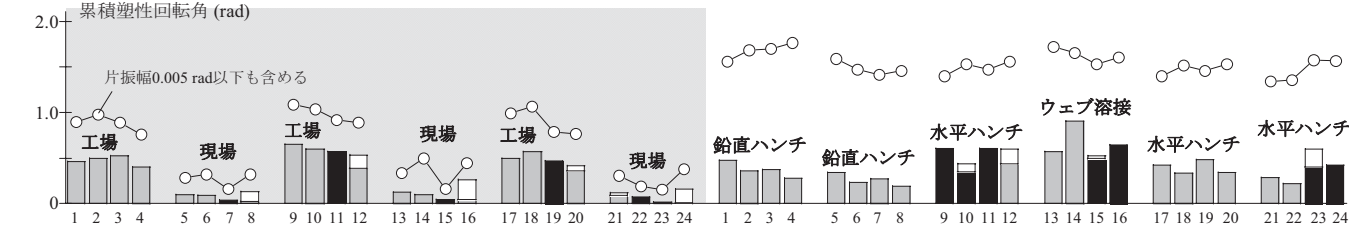


図13 累積塑性回転角 (左: 架構-1, 右: 架構-2)

は、上フランジがほぼ弾性にとどまり、下フランジが大きな塑性振幅を受けた傾向を示す図 11 のひずみ分布と照合する。明らかに、合成スラブが柱梁接合部の破壊に大きな影響を及ぼした。

工場接合部と現場接合部、ウェブ溶接接合部は、よく似た破壊形態を呈した。すなわち、スカラップ底またはフランジ外縁を起点とした亀裂が、完全溶込み溶接と母材の界面に沿って進展して、梁下フランジの破断に至った。ノースリッジ地震以前の米国式現場接合部のように、梁下フランジの完全溶込み溶接と柱の間で破断した箇所はなかった。現場接合部は他のどの接合部より早期に破断した。

水平ハンチ接合部は柱面での破断を回避したが、三角鋼板を梁下フランジに接合する完全溶け込み溶接の先端を起点に、やはり梁下フランジが破断した。この破壊形態はこれまでも報告されており²⁴⁾、現場接合部の梁破断危険部位を補強したものの、新たな破断危険部位を導入した恰好である。接合部強度比を比較すると、G2 梁を使用した箇所では優に推奨値 1.35 を超え、G3 梁を使用した箇所では 1.35 に満たないが、この差はウェブ溶接接合部の性能に影響しなかった。鉛直ハンチ接合部については、既往の研究でハンチを梁下フランジに接合する溶接が破断した例²⁵⁾と、補強しない梁上フランジ溶接部で破断した例²⁹⁾が報告されているが、本実験でこれらの破壊形態を観察しなかった。ただ、図 5 の層間変形や図 11 のひずみ分布が示すように、鉛直ハンチ接合部は他の接合部ほど大きな変形を受けなかった。

6.4 補強の効果

現場接合部とそれを補強したウェブ溶接接合部、水平ハンチ接合部が複数箇所では破断した。ほとんどの箇所では梁端モーメントが合成梁の全塑性モーメントを超えず、どの箇所でも最大塑性変形量が小さかったことから、繰り返し載荷回数が極めて多かったことが破断に寄与したと考えられる。したがって、超高層鋼架構の耐震性能を検証するためには、柱梁接合部に求められる変形履歴を厳密に評価する必要がある。ここでは各接合部が SAN 加振を乗り切るかどうかという仮の検証方法に基づいて補強の効果を論じる。

架構-1 の現場接合部には、2 章で述べた破壊影響因子のうち⑥⑦⑧⑩が該当しよう。シャルピー試験値や破壊形態から判断して①と⑤の影響は除外できようが、②③④には議論の余地がある。G2 と G3 梁の・せい比はそれぞれ 9.3、9.5 で米国にみられる 7 近い値と隔たるので、⑨は当たらない。現場接合部を補強する目的は、②③④に配慮しつつ、⑥⑦⑧⑩を克服して梁下フランジの破断を回避し、かつ新たな破壊要因を導入しないことである。

ウェブ溶接接合部は⑥⑦⑩を克服することを意図し、塑性中立軸比を 1.0 に近づけたので⑧も緩和した。図 11 のひずみ分布に示すように、梁下フランジの塑性ひずみを緩和した。スカラップ底を起点とする例を確認できなかったが、フランジ外縁を起点として梁下フランジが破断した。両架構の接合部 13 から 16 を比較すると、最大モーメントはほぼ等しかったが、累積塑性回転角はウェブ溶接接合部の方が 15 倍大きかった。現場接合部は 1 回目の SAN 加振の半ばで破断したが、ウェブ溶接接合部は 4 回目まで乗り切った。

水平ハンチ接合部は、塑性ヒンジを柱面から離すことを意図した。塑性中立軸比を見ると⑧を克服した。しかし、現場接合部の問題点を克服する一方で、補強部の先端で梁下フランジに新たな破断危険部位を導入した。累積塑性回転角を見ると、ウェブ溶接接合部と水

平ハンチ接合部は同程度の補強効果を示した。

鉛直ハンチ接合部は梁下フランジを抜本的に補強したが、塑性中立軸比を見ると、梁下フランジよりも上フランジを危うくした可能性がある。変形が小さかったこともあり、どの箇所も破断しなかった。鉛直ハンチ接合部の性能限界を知ることはできず、ほかの補強方法と優劣を比較するための情報を得られなかった。ただ両架構の接合部 5 から 8 を比較すると、確実に現場接合部の塑性変形能力を改善したことが分かる。

6.5 設計と検証

表 3 に示す接合部強度比は、累積塑性回転角に基づく各接合部の優劣と大まかに対応した。しかし、多くの接合部が全塑性状態に達する前に破断したことは、塑性変形と耐力上昇を経たあとの梁破断を前提にする指針⁷⁾の理論に合致しない。合成スラブによる中立軸の移動と、小振幅変形が多数回繰り返される履歴の効果が、超高層鋼構造物の柱梁接合部に大きな影響をおよぼすことが本実験で示された。しかし、指針⁷⁾はこうした効果を陽に考慮しない。合成スラブの効果を塑性中立軸比で表現することを試みたが、接合部強度比が同等で塑性中立軸比で有利な水平ハンチ接合部は、累積塑性回転角を見るとウェブ溶接接合部と優劣つけ難かった。接合部を補強すると、補強形式に固有の応力集中をきたし、柱面から離れた位置に危険断面を形成する場合があります、その場合は接合部強度比とは別個の検証が求められる。

図 13 に示した累積塑性回転角を全塑性モーメント時の弾性回転角 0.006 ラジアン（反曲点を梁中央、曲げ剛性を一定とした解析値¹⁵⁾）で除して累積塑性変形倍率の概略値が得られる。図 14 に、破断した箇所の累積塑性変形倍率の平均値を、接合部形式ごとに示す。工場接合部以外は、G3 梁の箇所である。括弧内の分数の分子は破断箇所数を、分母は全数を示す。図は、ウェブ溶接接合部と水平ハンチ接合部が現場接合部の変形能力を 10 倍以上に改善し、工場接合部と同等にまで高めたことを示す。長周期地震を受けた超高層建物の梁端に生じる累積塑性変形倍率の上限を 40 程度とする予測^{11,12)}、75 程度とする予測¹³⁾が示されている。累積塑性変形倍率の観点から、現場接合部が性能不足である危険性、工場接合部と補強接合部の塑性変形能力が概して十分である可能性が認められる。

指針⁷⁾が推奨する柱梁接合部の保有耐力設計が超高層鋼構造物に対応しないならば、超高層鋼構造物については、接合部形式に固有の性能を具に評価する必要がある。ここで、実大実験データをもとに個々の柱梁接合部形式を認可する米国鋼構造規準¹⁹⁾の方法は参考になろう。超高層鋼構造物に要求される塑性変形量と変形履歴を予測し、柱梁接合部がその変形履歴を終了できるかを実験的に確認する方法は有効だと考えられる。

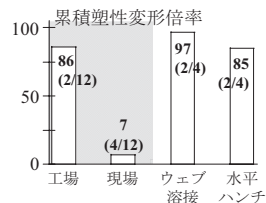


図14 変形能力の差異
(左: 架構-1, 右: 架構-2)

7. まとめ

実大の鋼架構を 2 体建設し、それぞれの架構に 21 階建ての建物と同じせん断振動特性を付与し、E-ディフェンス震動台で加振した。この振動台実験から以下の知見を得た。

1) 超高層鋼構造物は長周期地震動によって降伏限内外の小振幅

変形を極めて多く経験し、最大層間変形が 0.02 ラジアンに至らなくても、1970 年代の設計詳細と現場溶接技術で施工された柱梁接合部は損傷する危険性がある。損傷は、梁下フランジを柱に接合する完全溶込み溶接の近傍に集中する。

- 2) 現場接合部は工場接合部と比較して、破断までの累積塑性回転が 10 分の 1 程度しかなく、性能のばらつきも極めて大きい。
- 3) 現場接合部よりも格段に接合部強度比を改善した補強接合部でも、小さな塑性変形を多数回経験するうちに破断する可能性があるので、注意を要する。
- 4) 接合部強度比に基づく柱梁接合部の設計は、合成スラブや長周期地震動がもたらす履歴の効果を陽に表現しないため、超高層建物に馴染まない可能性がある。要求される変形履歴を明らかにし、その変形履歴を終了できるかを実験的に判定する性能検証法は、超高層鋼構建造物の柱梁接合部に有効であろう。

謝辞

本論文は文部科学省による「首都直下地震防災・減災特別プロジェクト」の成果の一部をまとめたものである。

参考文献

- 1) Popov EP, Pinkney RB: Cyclic yield reversal in steel building connections, Journal of the Structural Division, ASCE, 95(ST3), pp. 327-353, 1969.3
- 2) Federal Emergency Management Agency (FEMA): State of the art report on past performance of steel moment-frame buildings in earthquakes, FEMA-355E, USA, 2000.9
- 3) 鶴田明：わが国の超高層建築とその溶接，溶接学会誌，第 41 巻，第 11 号，pp. 1256-206, 1987
- 4) Federal Emergency Management Agency (FEMA): Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings, FEMA-350, USA, 2000.6
- 5) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会：1995 年兵庫県南部地震鉄骨造建物被害調査報告書，1995.5
- 6) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会：通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接合される H 形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験報告書，1997.7
- 7) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2012.3
- 8) 日本建築学会：鉄骨工事技術指針，工場製作編/工事現場施工編，2007.2
- 9) 山田祥平，北村有希子，吹田啓一郎，中島正愛：初期超高層ビル柱梁接合部の実大実験による耐震性能の検証，日本建築学会構造系論文集，第 623 号，pp. 119-126, 2008.1
- 10) 日本建築学会：長周期地震動と建築物の耐震性，2007.12
- 11) 吹田啓一郎，北村有希子，後藤友則，岩田知孝，釜江克宏：高度成長期に建設された超高層超建物の長周期地震動に対する応答特性—想定南海トラフ地震の関西地域における予測波を用いた検討，日本建築学会構造系論文集，第 611 号，pp. 55-61, 2007.1
- 12) 北村春幸，馬谷原伴恵，川崎恵：時刻的応答解析結果をもとにエネルギーの釣合に基づく耐震設計法を適用した建築物の耐震性評価法の提案，日本建築学会構造系論文集，第 632 号，pp. 1755-1763, 2008.10
- 13) 日本建築学会長周期建物地震対応委員会：長周期地震動対策に関する公開研究集会，2011.3
- 14) 長江拓也，鐘育森，島田侑，福山國夫，梶原浩一，井上貴仁，中島正愛，斎藤大樹，北村春幸，福和伸夫，日高桃子：高層建物の耐震性能を検証する大規模実験システムの構築—E-ディフュゼンス震動台実験—，日本建築学会構造系論文集，No. 640，pp. 1163-1171, 2009.6
- 15) 松宮智央，長江拓也，鐘育森，岡崎太郎，福山國夫，中島正愛：超高層鋼構建造物の柱梁接合部に関する 4 層骨組振動台実験，日本建築学会構造系論文集，第 671 号，pp. 85-94, 2012.1
- 16) Engelhardt MD, Sabol TA: Seismic-resistant steel moment connections: developments since the 1994 Northridge earthquake, Progress in Structural Engineering and Materials, 1(1), pp. 68-77, 1997
- 17) Leon, RT, Hajjar, JF, Gustafson MA: Seismic response of composite moment-resisting connections. I: Performance. Journal of Structural Engineering, ASCE, 124(8), pp. 868-876, 1998.8
- 18) Roeder, CW, Foutch DA: Experimental results for seismic resistant steel moment frame connections, Journal of Structural Engineering, ASCE, 122(6), pp. 581-588, 1996.6
- 19) American Institute of Steel Construction (AISC): Seismic provisions for structural steel buildings, ANSI/AISC 341-10, USA, 2010.6
- 20) American Welding Society (AWS): Structural Welding Code—Steel, ANSI/AWS D1.1: 2009, AWS, USA, 2009
- 21) American Institute of Steel Construction (AISC): Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications, including supplement No. 1, ANSI/AISC 358s1-11, USA, 2011.9
- 22) 岡田健，呉相勲，山田哲，今枝知子，山口路夫，和田章：従来型の柱梁接合部を有する合成梁の変形能力に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 547 号，pp. 161-168, 2001.9
- 23) 建設省住宅局建築指導課，(社)日本鋼構造協会，(財)日本建築防災協会：既存鉄骨造建築物の耐震改修施工マニュアル（改訂版），2000.10
- 24) 原田幸博，鄭聖珉，森田耕次：鋼構造柱梁接合部の補修・補強方法に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 553 号，pp. 97-104, 2002.3
- 25) SAC Joint Venture: Technical report: Experimental investigations of beam-column subassemblies. Report No. SAC-96-01, USA, 1996.3
- 26) Federal Emergency Management Agency (FEMA): Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings, FEMA-351, USA, 2000.7
- 27) Engelhardt MD, Sabol TA: Reinforcing of steel moment connections with cover plates: benefits and limitations, Engineering Structures, 20(4-6), pp. 510-520, 1998.4
- 28) Uang CM, Yu QS, Noel S, Gross J: Cyclic testing of steel moment connections rehabilitated with RBS or welded haunch. Journal of Structural Engineering, ASCE, 126(1), pp. 57-68, 2000.1
- 29) Lee CH, Jun JH, Oh MH, Koo ES: Cyclic seismic testing of steel moment connections reinforced with welded straight haunch, Engineering Structures, 25(14), pp. 1743-1753, 2003.12
- 30) 李相周，吹田啓一郎，井上一朗：穿孔による RBS 工法を用いた H 形断面梁の塑性変形能力，鋼構造論文集，第 9 巻，第 36 号，pp. 47-54, 2002.12
- 31) 松宮智央，鐘育森，長江拓也：現場接合形式を用いた超高層建物柱梁接合部に対する RC 床スラブ付き耐震補強実験，日本建築学会構造系論文集，第 653 号，pp. 1343-1350, 2010.7
- 32) Xuchuan Lin, Taichiro Okazaki, Yu-Lin Chung, Takuya Nagae, Tomohiro Matsumiya, Masayoshi Nakashima: Retrofit evaluation on local fracture failure of welded moment-resisting connection, 日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1 構造 III, pp. 793-794, 2010.9
- 33) 土方勝一郎，植竹富一，金谷淳二，真下貢，早川崇，渡辺基佐，佐藤俊明：想定東海地震の東京湾岸における長周期地震動予測，日本建築学会構造系論文集，第 617 号，pp. 55-62, 2007.7
- 34) 愛知県設計用入力地震動研究協議会：愛知県設計用入力地震動の作成—想定地震による強震動予測—改訂版，2005
- 35) 佐藤大樹，長江拓也，大内隼人，島田侑，北村春幸，福山國夫，梶原浩一，井上貴仁，中島正愛，斎藤大樹，福和伸夫：長周期地震動を受ける超高層建物の鋼製ダンパーによる制振改修に関する E-ディフュゼンス振動台実験，日本建築学会構造系論文集，第 667 号，pp. 1639-1648, 2011.9
- 36) 遠藤達雄，松石正典，光永公一，小林角市，高橋清文：「Rain Flow Method」の提案とその応用、九州工業大学研究報告（工学）、第 28 号、1974.3
- 37) 吹田啓一郎，田中剛，佐藤篤司，真鍋義貴，津嘉田敬章，蘇鍾鈺：梁端接合部の最大曲げ耐力が変形能力におよぼす影響（塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力），日本建築学会構造系論文集，第 664 号，pp 1135-1142, 2011.6

（2012年7月10日原稿受理，2012年11月21日採用決定）