

塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力 その 5 スカラップの有無が変形能力に及ぼす影響

正会員 ○高塚康平*1 同 吹田啓一郎*2
同 田中剛*3 同 真鍋義貴*4

2. 構造 -10. 鉄骨構造

柱梁溶接接合部 載荷実験 塑性変形能力 スカラップ 亀裂進展

1. はじめに

超高層建築が海溝型地震により継続時間が長い長周期地震動を受けた場合、二次設計で想定される程度の振幅による多数回の繰返し変形が予測され、十分な累積の変形能力を有しているかが重要な問題となる。本研究ではこうした超高層建築に用いられるような鋼構造柱梁溶接接合部を対象に一定振幅正負交番繰返し載荷実験を行い、文献 1) では 400N 級鋼を用いスカラップの有無を変数とし、文献 2) では 490N 級鋼を用い接合部の柱フランジ厚を変数とし、それぞれ梁端接合部の破断によって決まる変形能力や亀裂進展を調べ、亀裂の評価に基づく試験体の変形性能の評価法を検討した。本論文は 490N 級鋼を用い柱梁溶接接合部にスカ

ラップを設け、文献 2) のノンスカラップ形式と比較し変形性能の相違を調べた。また文献 1), 2) で示した結果との比較も行う。

2. 実験計画

2.1 試験体

本試験体の形状を図 1 に、柱梁溶接接合部の詳細を図 2 に、試験体の名称や載荷振幅を表 1 に示す。この試験体は文献 2) で示したノンスカラップ形式の NSS シリーズと同一の形状で、本論文はスカラップ形式を採用し、以降 SCS シリーズと呼ぶ。なお梁は文献 2) で用いたものと同じの鋼材を用いたため、機械的性質も同様である。ここに梁、ダイヤフラム、溶接金属の材料試験結果を表 2 に示し、これらを用いて計算された力学性能を表 3 に示す。

2.2 載荷方法

載荷方法は文献 2) と同様で、図 3 に示したように柱の両端をピン支持し、構面外変形を拘束しつつ梁先端をアクチュエーターを用いて一定振幅正負交番繰返し載荷を行った。載荷振幅は梁の塑性率 1.2 ~ 4.0 の 4 種類である。梁フランジの大半が破断し耐力が急激に低下した時点を最終破断と定義し、この時点で載荷を終了した。

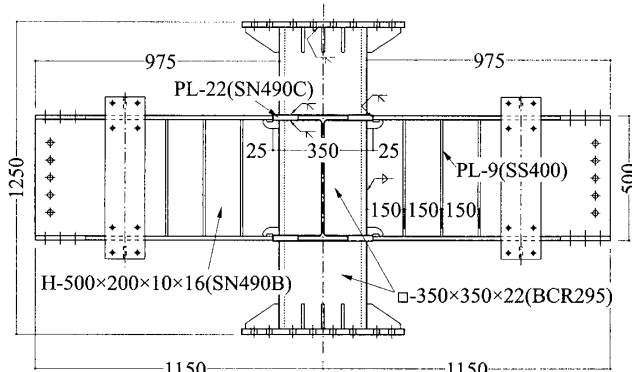


図 1 試験体形状 (単位: mm)

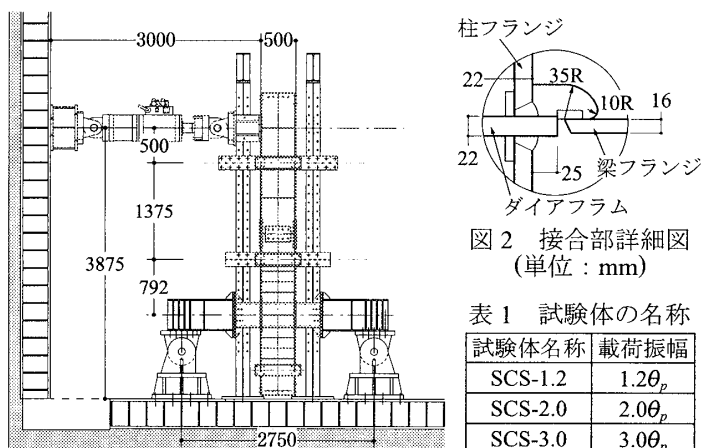


図 2 接合部詳細図 (単位: mm)

表 1 試験体の名称

試験体名称	載荷振幅
SCS-1.2	1.2 θ_p
SCS-2.0	2.0 θ_p
SCS-3.0	3.0 θ_p
SCS-4.0	4.0 θ_p

表 2 鋼材の機械的性質

部材	降伏応力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	破断伸び (%)	降伏比 (%)
梁フランジ	351	547	43.3	64.2
梁ウェブ	386	554	42.4	71.0
ダイヤフラム	356	511	27.0	71.0
溶接金属	470	597	31.4	81.9

表 3 試験体の力学性能

試験体	cM_y / bM_p	pM_y / bM_p	m	fM_{fu} (kN·m)	fM_{wu} (kN·m)	fM_u / bM_p
NSS	1.38	1.83	1.00	819	214	1.40
SCS	1.44	1.92	1.00	819	155	1.32

bM_p : 梁の全塑性モーメント (=740kN·m)

cM_y, pM_y : 柱, パネルの降伏モーメント

m : 梁ウェブ接合部の最大曲げ耐力比

fM_{fu}, fM_{wu} : 梁フランジ, ウェブ接合部の最大曲げ耐力

fM_u : 梁端接合部の最大曲げ耐力 (= $fM_{fu} + fM_{wu}$)

Deformation capacity evaluation of welded beam to column connection subjected to repeated plastic strain (part5: Influence of weld access hole on deformation capacity)

TAKATSUKA Kohei, SUITA Keiichiro, TANAKA Tsuyoshi, MANABE Yoshiki

3. 実験結果

3.1 復元力特性と破壊状況

各試験体の最大耐力と終局に至るサイクル数を表4に示す。ここで終局は耐力がそれ以前のサイクルの最大耐力の90%を下回った時点、または最終破断に至った時点と定義し、終局に至るサイクル数を N_U 、最終破断に至るサイクル数を N_F とする。また横軸を梁の変形角 θ_p 、縦軸を梁端の曲げモーメント ${}_bM$ を梁の全塑性モーメント ${}_bM_p$ で除した値とした各試験体の復元力特性を図4に示す。また各試験体の梁フランジやスカラップ底の破壊状況を図5に示す。振幅の小さい試験体はサイクル毎に耐力が徐々に低下するが、振幅が大きい試験体では破断直前のサイクル中に耐力が低下した。亀裂はいずれの試験体もスカラップ底と梁フランジ溶接部の両端や中央から発生、徐々に進行し、ス

表4 各試験体の最大耐力と各時点のサイクル数

試験体	正載荷時の ${}_bM/{}_bM_p$	負載荷時の ${}_bM/{}_bM_p$	サイクル数	
			終局 N_U	最終破断 N_F
SCS-1.2	0.983	0.993	89	100
SCS-2.0	1.21	1.18	31	33
SCS-3.0	1.35	1.34	6	7
SCS-4.0	1.45	1.40	4	5

カラップ底で生じた亀裂が梁フランジを貫通し外側表面に亀裂が現れて、溶接端部からの亀裂とつながり破断に至った。

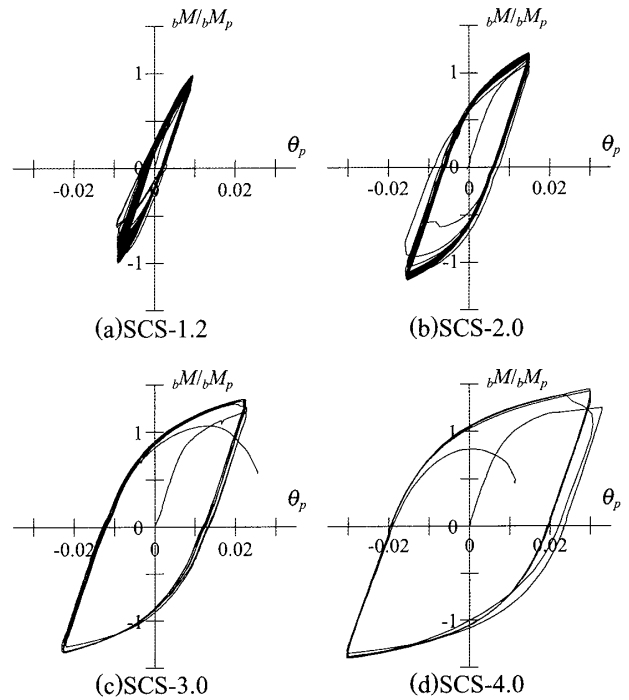
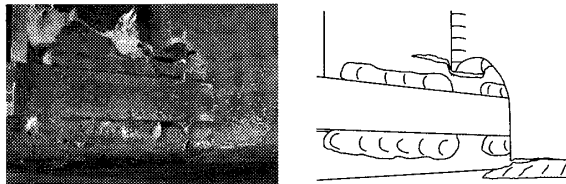
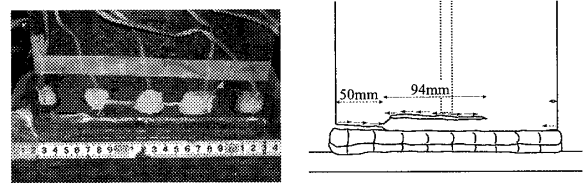


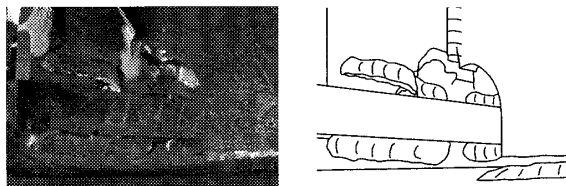
図4 復元力特性 (SCS シリーズ)



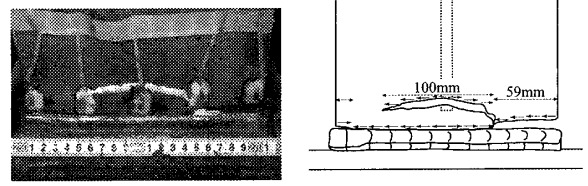
(a)SCS-1.2, スカラップ底



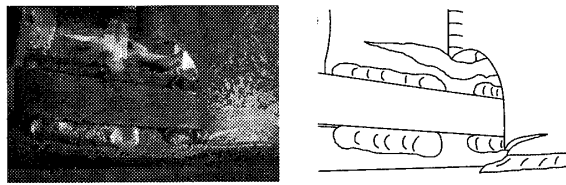
(b)SCS-1.2, 梁フランジ溶接接合部



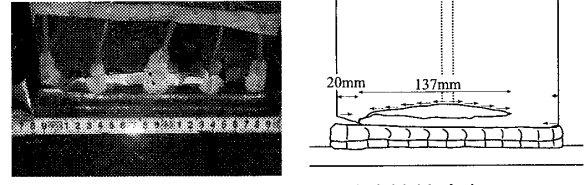
(c)SCS-2.0, スカラップ底



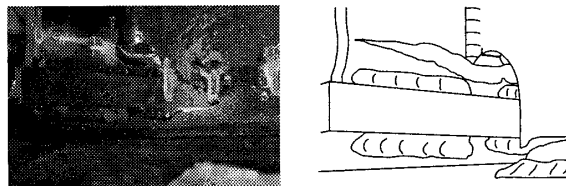
(d)SCS-2.0, 梁フランジ溶接接合部



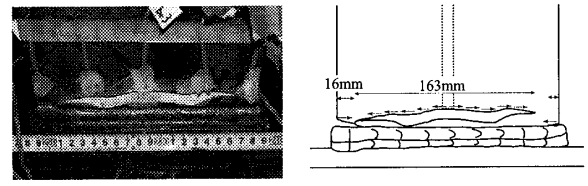
(e)SCS-3.0, スカラップ底



(f)SCS-3.0, 梁フランジ溶接接合部



(g)SCS-4.0, スカラップ底



(h)SCS-4.0, 梁フランジ溶接接合部

図5 SCS シリーズの最終破断後の破壊状況

3.2 試験体の変形性能

載荷振幅やスカラップの有無などによる変形性能の違いについて検討する。ここでは変形性能の指標としてサイクル数と累積塑性変形倍率を用い、本研究の試験体と文献1), 2)の試験体の、梁の塑性率 μ と N_U の関係を図6(a)に、 μ と終局に至るまでの累積塑性変形倍率 η_U の関係を図6(b)に示す。ここで累積塑性変形倍率 η とは累積の塑性変形角を θ_p で除した値である。これらはいずれも両対数軸上で線形関係があり、 μ が大きくなるほどいずれも変形性能が低下し、スカラップ形式もしくは梁端接合部の最大曲げ耐力が小さいほど、その差は大きくなる。また2種類の鋼種ともにノンスカラップ形式の方がスカラップ形式より変形性能が高く、梁母材と比べ相対的に溶接金属の耐力が大きい400N級鋼の方が490N級鋼に比べ各形式において変形性能は高い。また490N級鋼で比べると、スカラップ形式が最も低く、ノンスカラップ形式で梁端接合部の最大曲げ耐力が低いものより劣っている。

3.3 亀裂の進展

3.3.1 亀裂進展の特徴

梁フランジ溶接端部やスカラップ底から生じる亀裂は、文献1), 2)と同様に①亀裂が発生しない段階、②亀裂が発生し徐々に進展する段階、③亀裂が急激に進展する段階の3段階に分けられるが、溶接端部からの亀裂には③段階が見られないものがあった。またSCS, NSSシリーズの③段階に至るサイクル数 N_g と N_U の関係を図7(a)に、SCSシリーズのスカラップ底の亀裂が梁フランジを貫通するサイクル数 N_{sc} と N_g の関係を図7(b)に示す。これらがほぼ一致していることから、耐力から見た変形性能の限界と亀裂から見た変

形性能の限界、特にSCSシリーズのスカラップ底では梁フランジを貫通する時点がほぼ一致すると考えられる。よってこの変形性能の限界である終局を基準とし、これを N_g で評価し、この N_g でサイクル数 N を除したものを横軸として、最終破断に結びついた主要な亀裂の進展を図8に示す。なおSCSシリーズはこの変形性能の限界まで追従できているスカラップ底の亀裂の進展についてのみ検討する。

3.3.2 亀裂進展の予測

NSS, SCSシリーズのサイクル毎の平均的な亀裂進展速度 \bar{v}_i を求め、その変化を亀裂長さと同様図9のように3段階に分類し、各係数を実験値を用いて回帰分析した。その実験値と回帰分析結果を図10に示す。

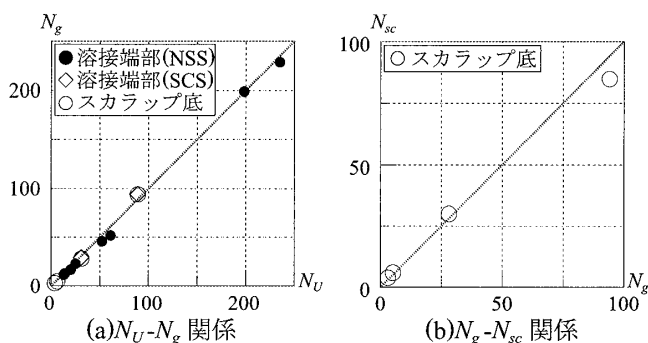


図7 変形性能の限界

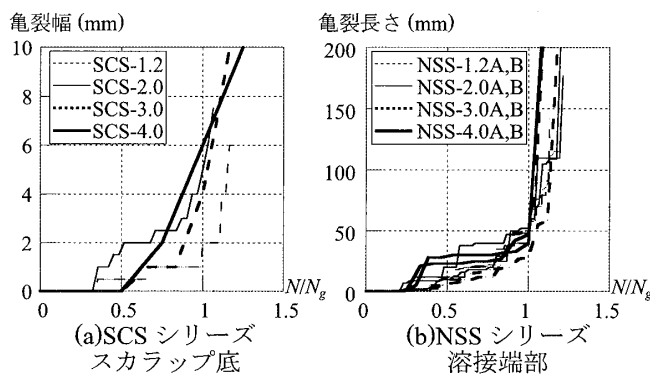


図8 主要亀裂の進展

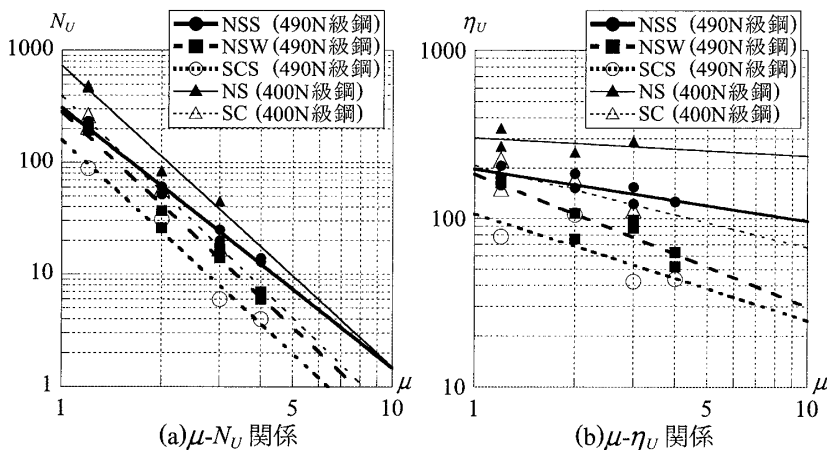


図6 全試験体の変形性能

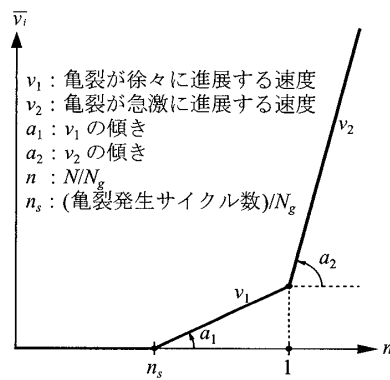


図9 亀裂進展速度の定義

ここで n_s は平均値を用い、 a_1 や a_2 は $(\mu-1)$ と線形関係があるとした。得られた回帰式を以下に示す。

$$\text{SCS} : n_s = 0.301 \quad \text{NSS} : n_s = 0.249 \quad (1)$$

$$\text{SCS} : a_1 = 1.55(\mu-1) \quad \text{NSS} : a_1 = 2.43(\mu-1) \quad (2)$$

$$\text{SCS} : a_2 = 4.87(\mu-1) \quad \text{NSS} : a_2 = 551(\mu-1) \quad (3)$$

a_1 は μ と線形関係があると考えられるが、 a_2 は亀裂が急激に進展する段階でばらつきが大きく、良好な線形関係は得られなかった。これらの回帰分析結果を用いた v_1 と v_2 をそれぞれ積分して得た亀裂進展と実際の亀裂進展とを重ねたものを図 11 に示す。また亀裂進展の計算値を NSS, SCS で重ね合わせたものを図 12 に示す。それぞれの振幅で異なった曲線を描いており、 $\mu=1.2$ を除き μ が大きくなるほど変形性能の限界である終局での亀裂長さが小さく、振幅による変形性能の差が現れている。この関係に基づいてスカラップの有無や振幅による変形性能の限界の違いが定量的に評価できると考えられる。

4. まとめ

鋼構造柱梁溶接接合部に対し、一定振幅正負交番繰返し载荷を行うことで、柱梁溶接接合部のスカラップの有無による変形性能の違いや破壊性状を検討し、スカラップの有無や振幅による変形性能の違いを定量的に評価した。

謝辞

本研究は科学研究費・基盤研究(A)(No.21246087)助成を受けた。ここに記して、感謝の意を表す。

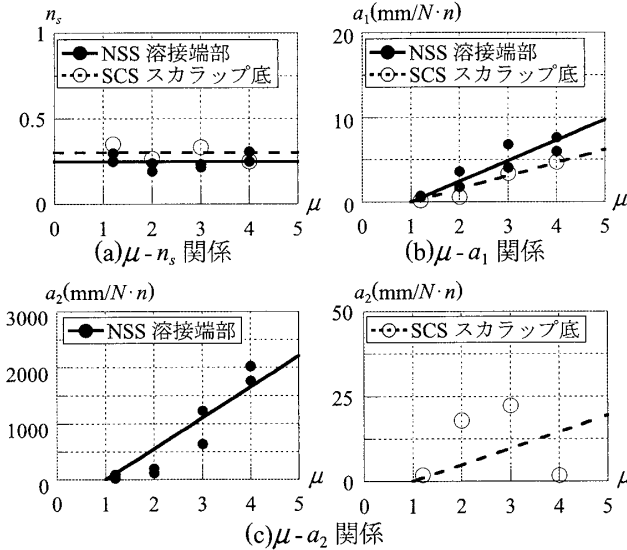


図 10 亀裂進展に関する係数

参考文献

- 1) 吹田啓一郎, 橋田勇生, 佐藤篤司: 塑性歪を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力 その 1, 2, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第 49 号 構造系, pp.393-400, 2009.6
- 2) 吹田啓一郎, 田中剛, 佐藤篤司, 真鍋義貴, 津嘉田敬章, 蘇鐘鈺: 塑性歪を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力 その 3, 4, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第 50 号 構造系, pp.177-184, 2010.6

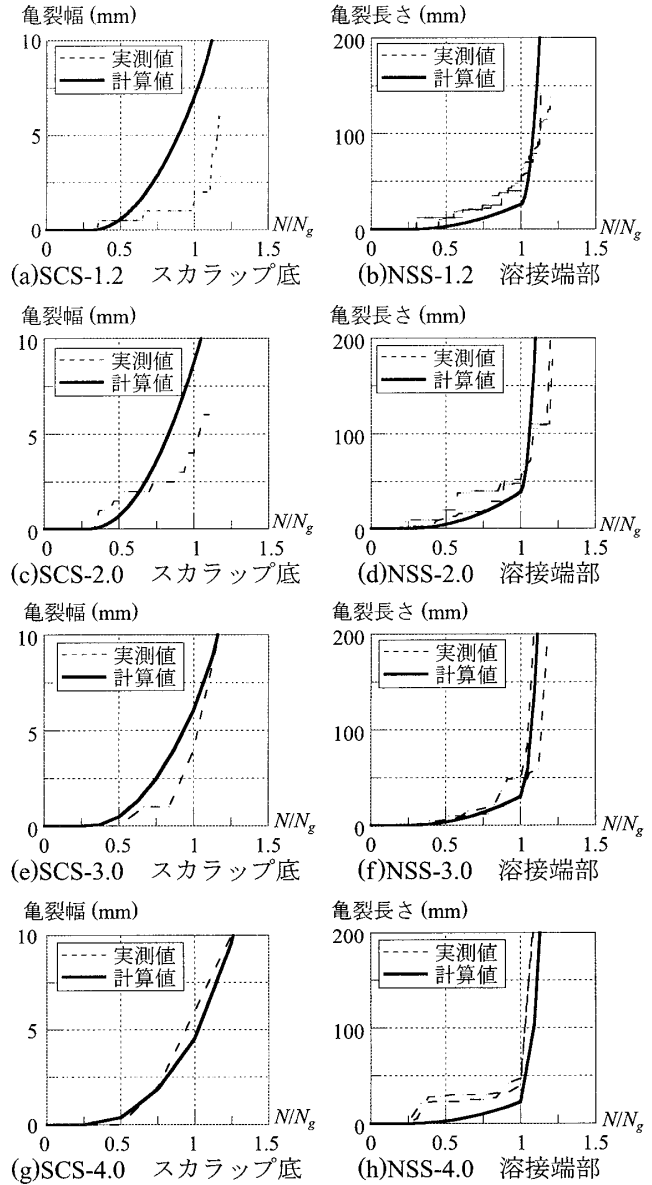


図 11 亀裂進展の実験値と計算値

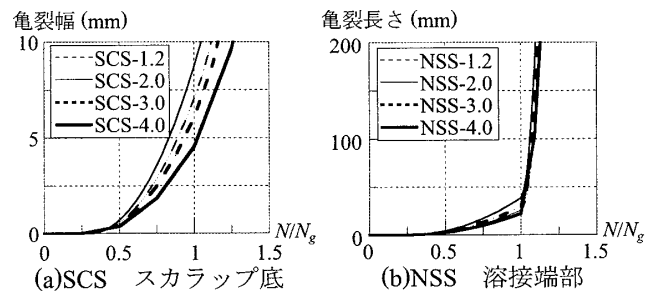


図 12 亀裂進展計算値の重ね合わせ

*1 京都大学工学部建築学科
 *2 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・博士(工)
 *3 神戸大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・博士(工)
 *4 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 修士課程

Student, Undergraduate School of Architecture, Kyoto Univ.
 Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ. Dr. Eng.
 Prof., Dept. of Architecture, Kobe Univ. Dr. Eng.
 Graduated Student, Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ.