

外ダイアフラムを用いた円形鋼管柱と梁フランジ接合部の耐力評価

STRENGTH OF BEAM FLANGE TO CIRCULAR TUBE COLUMN JOINT
BY EXTERIOR DIAPHRAGM TYPE CONNECTION

中山 裕貴*, 佐藤 篤司**, 松尾 真太郎***, 木村 慧****, 吹田 啓一郎*****

Hiroki NAKAYAMA, Atsushi SATO, Shintaro MATSUO,

Kei KIMURA and Keiichiro SUITA

This paper addresses the derivation of collapse load of beam flange to circular tube column connections with exterior diaphragm based on plastic analysis. In order to verify the validity of the derived collapse load, component tests of the connections were conducted. Major findings obtained from tests are summarized as follows: (1) the yield strength obtained from the tests was about 80 to 90% of the calculated collapse loads, (2) the local deformation of the circular tube column that corresponds to the calculated collapse load is small enough for the yield strength, (3) the derived collapse load formula which is considering the shape of the connections correlated well with the test results, and captured the trend in a reasonable manner, (4) the maximum strength obtained from the tests was about 110 to 120% of the calculated maximum loads.

Keywords : Exterior Diaphragm, Circular Tube Column, Connection,

Yield Strength, Maximum Strength, Tensile Test

外ダイアフラム, 円形鋼管柱, 接合部, 降伏耐力, 最大耐力, 引張実験

1. はじめに

鋼管柱と鉄骨梁からなる接合部の主な形式として、通しダイアフラム、内ダイアフラム、外ダイアフラムがある。外ダイアフラム形式には、加工工程や溶接量が少ないため施工性、経済性などを向上させられるという利点がある。また1995年に発生した兵庫県南部地震の被害として柱梁接合部の完全溶込溶接部付近での柱や梁フランジの破断が数多く観察された¹⁾が、このような破壊を防止する方法として柱貫通形式である外ダイアフラム形式を採用することは有効な手段であると考えられる。この接合形式を実用化するには、外ダイアフラムの形状・寸法を適切に決定するための設計法が必要である。

既往の研究を見ると、外ダイアフラム形式の接合部の耐力評価に関する研究は、角形鋼管を対象として、田淵ら^{2),3)}による接合部の局部破壊耐力推定式、森田ら⁴⁾による降伏線理論に基づく接合部の全塑性耐力、松尾ら⁵⁾による塑性解析に基づく任意形状の外ダイアフラム(図1(a))に適用できる崩壊荷重などが挙げられる。また、円形鋼管を対象として、中村ら⁶⁾によるリングダイアフラムを用いた仕口部耐力評価法、福元ら⁷⁾による鋼管と外ダイアフラムを格子梁に置換した荷重-変形関係解析法などが挙げられる。しかしながら、これら円形鋼管を対象とした研究は図1(b)に示すリング形のダイア

フラムを対象としているものが多く、図1(a)のような形状を対象とした研究はあまり見られない。

図1(a)の形状の外ダイアフラムを用いた円形鋼管柱梁接合部に対する短期許容耐力式が既に鋼管構造設計施工指針・同解説⁸⁾で示されているが、これは主に図1(b)のリング形の外ダイアフラムを対象とした実験結果に基づく回帰式であり、その適用には接合部寸法に関する制限がある。具体的には、円形鋼管外径を D 、円形鋼管板厚を t 、外ダイアフラム板厚を t_d 、外ダイアフラムせいを h_d 、水平ハンチ角度を θ としたとき、 $\theta \leq 30^\circ$ の場合、 $15 \leq D/t \leq 55$, $0.07 \leq h_d/D$, $\theta=45^\circ$ の場合、 $15 \leq D/t \leq 55$, $0.07 \leq h_d/D \leq 0.3$, $0.3 \leq B_d/D \leq 0.7$,

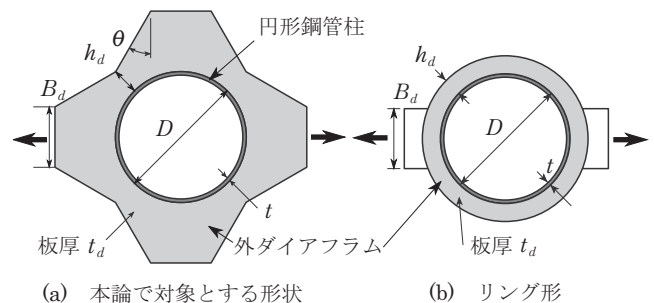


図1 外ダイアフラムの形状

* 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 修士課程

** 名古屋工業大学大学院創成シミュレーション工学専攻 准教授・博士(工学)

*** 九州大学大学院人間環境学研究院 助教・博士(工学)

**** 元 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 工修 (現 新日本製鐵)

***** 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・博士(工学)

Graduated Student, Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto University
Assoc. Prof., Dept. of Scientific and Engineering Simulation, Nagoya Institute of Technology,
Dr. Eng.

Assistant Prof., Faculty of Human-Environment Studies, Kyushu Univ., Dr. Eng.
Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto University, M. Eng.

Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto University, Dr. Eng.

$t_d/t \leq 2.0$ の制限が設けられている。また、この耐力式では外ダイアフラムの材料強度が考慮できないことや実験数が少ない⁹⁾ ことなど、文献 8) の適用妥当性には不明な点がある。

そこで、本研究では、柱梁接合部の施工品質の安定化を目指して、外ダイアフラムと梁に高力ボルト接合も可能な形状の外ダイアフラム (図 1(a)) を対象として、外ダイアフラム形式円形鋼管柱梁接合部の短期許容耐力に相当する耐力 (以下、本論では降伏耐力と称す) および最大耐力を評価できる算定式を提案する。

本論文では、地震時の柱・引張側梁フランジ接合部における崩壊機構を仮定し、それに基づく全塑性耐力を誘導する。さらに、全塑性耐力と崩壊機構の妥当性の検証を目的として、外ダイアフラム形式の円形鋼管柱と引張側梁フランジ接合部を取り出した試験体を対象に局部引張実験を行う。

2. 塑性解析による耐力評価

2.1 塑性解析モデル

中柱の柱梁接合部に地震荷重時応力が作用する場合を対象とする。このとき、外ダイアフラムに作用する応力は、図 2 左図のように円形鋼管柱を挟んで逆対称に分布するものと考えられる。この場合、円形鋼管柱と外ダイアフラムの接合部の引張側と圧縮側の応力は同じ分布を示すが、引張側だけを検討の対象とし、圧縮側において外ダイアフラムが座屈する場合に関しては対象外とする。接合部の引張側を図 2 右図のようにモデル化する。図中に示すように荷重方向と直交する直径方向の鋼管外面に位置する外ダイアフラム断面を無応力状態と考える。また、柱断面は図 3 に示すように、塑性解析の簡略化のために円形鋼管に外接する正八角形にモデル化する。以下の塑性解析では、図 2 右図および図 3 の形状・寸法を有する塑性解析モデルを用いる。

2.2 崩壊機構

崩壊機構として、図 4 および図 5 に示す機構を仮定する。これは、鋼管壁の面外崩壊機構と鋼管壁から水平ハンチ部にかけて形成される外ダイアフラムの降伏場からなる崩壊機構である。図 4 は、梁フランジ幅 B_f が外ダイアフラム幅 B_d に比べて小さい接合詳細 (3 章で述べる No.5 試験体のような形状に相当) にも対応できるように、 $B_f < B_d$ の場合について示している。

2.2.1 応力仕事

外ダイアフラム形式円形鋼管柱梁接合部が梁フランジから引張荷重を受ける場合に、松尾ら⁹⁾ と同様に、鋼管壁角部から水平ハンチ部にかけて外ダイアフラムを 3 つの三角形要素に分割し、それぞれの領域 (以下、領域 I, II, III と称す) が一様歪状態で降伏するものとする (図 4 参照)。三角形要素 m における変位関数 u_m, v_m は、一般化座標 $m\alpha_1, \dots, m\alpha_6$ を用いると次式で表される¹⁰⁾。ただし、領域 m を前下付き文字で表す。

$$u_m = \alpha_1 + \alpha_2 X + \alpha_3 Y \quad (1.a)$$

$$v_m = \alpha_4 + \alpha_5 X + \alpha_6 Y \quad (1.b)$$

3 つの節点番号を反時計回りに j, k, l とし、節点座標を X_j, Y_j などで表し、節点変位を u_j, v_j などで表すと、 $m\alpha_1, \dots, m\alpha_6$ は次式で表される。

$$\alpha_1 = \{(X_k Y_l - X_l Y_k) u_j + (X_l Y_j - X_j Y_l) u_k + (X_j Y_k - X_k Y_j) u_l\} / m A$$

$$\alpha_2 = \{(Y_k - Y_l) u_j + (Y_l - Y_j) u_k + (Y_j - Y_k) u_l\} / m A$$

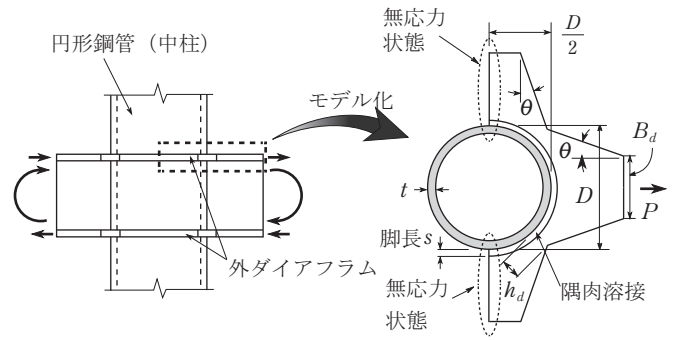


図 2 塑性解析モデル

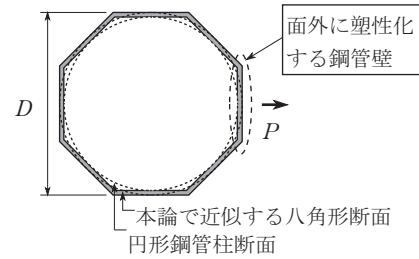


図 3 円形鋼管柱断面の近似モデル

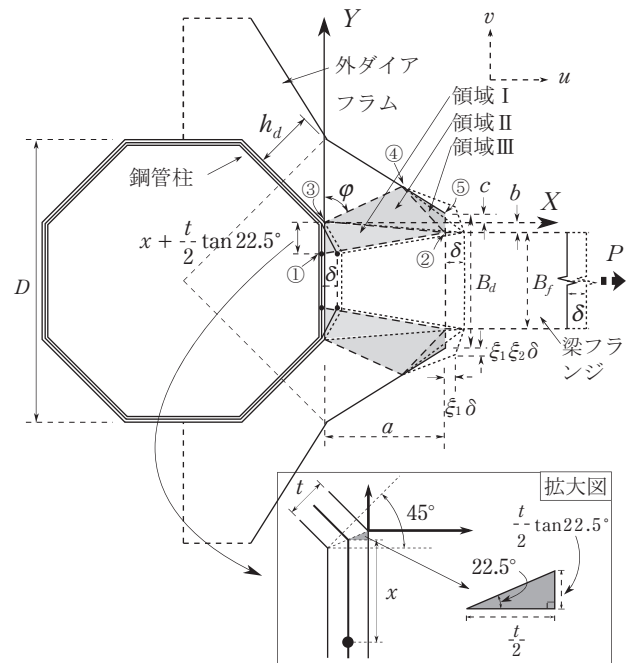


図 4 外ダイアフラム崩壊機構

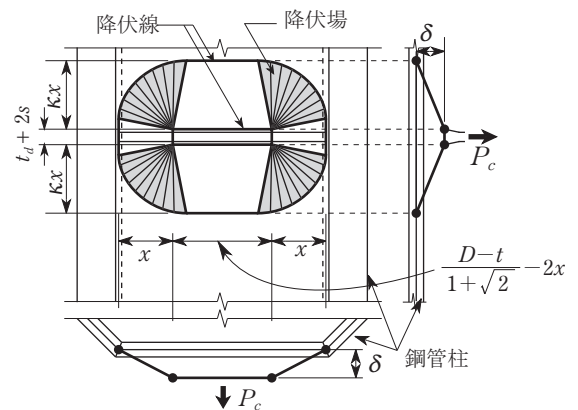


図 5 鋼管面外崩壊機構

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \{(X_i - X_j)u_j + (X_j - X_k)u_k + (X_k - X_i)u_i\} / m A \\ \alpha_2 &= \{(X_k Y_i - X_i Y_k)v_j + (X_i Y_j - X_j Y_i)v_k + (X_j Y_k - X_k Y_j)v_i\} / m A \\ \alpha_3 &= \{(Y_k - Y_l)v_j + (Y_l - Y_m)v_k + (Y_m - Y_k)v_i\} / m A \\ \alpha_4 &= \{(X_i - X_j)v_j + (X_j - X_k)v_k + (X_k - X_i)v_i\} / m A \end{aligned} \quad (2.a\sim f)$$

ここで、 $m A$ は領域 m の面積の 2 倍を表す。

$m \varepsilon_X$ (X 方向の歪), $m \varepsilon_Y$ (Y 方向の歪), $m \gamma_{XY}$ (面内せん断歪) は (3.a~c) 式で表されるので, $m \varepsilon_X$, $m \varepsilon_Y$, $m \gamma_{XY}$ は (4.a~c) 式で与えられる。

$$m \varepsilon_X = \partial u / \partial X, m \varepsilon_Y = \partial v / \partial Y \quad (3.a,b)$$

$$m \gamma_{XY} = \partial u / \partial Y + \partial v / \partial X \quad (3.c)$$

$$m \varepsilon_X = \alpha_1, m \varepsilon_Y = \alpha_2, m \gamma_{XY} = \alpha_3 + \alpha_4 \quad (4.a\sim c)$$

一方, (5) 式で表される Mises の降伏条件および塑性流れの法線則を用いると, $m \varepsilon_X$, $m \varepsilon_Y$, $m \gamma_{XY}$ は (6.a~c) 式で表される。

$$\Phi = m \sigma_x^2 - m \sigma_x \cdot m \sigma_y + m \sigma_y^2 + 3 m \tau_{xy}^2 - \sigma_b^2 = 0 \quad (5)$$

$$m \varepsilon_X = \lambda (2 m \sigma_x - m \sigma_y), m \varepsilon_Y = \lambda (2 m \sigma_y - m \sigma_x), m \gamma_{XY} = 6 \lambda m \tau_{xy} \quad (6.a\sim c)$$

ここで, $m \sigma_X$: X 方向の応力, $m \sigma_Y$: Y 方向の応力, $m \tau_{XY}$: せん断応力, σ_b : 外ダイアフラムの降伏応力, λ : 非負の比例定数である。(4.a~c), (6.a~c) 式より, 領域 m における応力と歪が求まるので, 領域 m の応力仕事 $m W_{in}$ は次式で表される。

$$m W_{in} = \int_{mV} (m \sigma_X \cdot m \varepsilon_X + m \sigma_Y \cdot m \varepsilon_Y + m \tau_{XY} \cdot m \gamma_{XY}) dV \quad (7)$$

以下, 図 4 の領域 I, II, III における応力仕事を誘導する。

まず, 図 4 に示すように各領域の節点番号を①~⑤とする。このとき, 各節点座標および節点変位を以下のように設定する。

$$X_1 = X_5 = 0, X_2 = X_3 = a, X_4 = l_d \sin \theta \quad (8.a\sim c)$$

$$Y_1 = -x - t \tan 22.5^\circ / 2, Y_2 = -b, Y_3 = 0, Y_4 = l_d \cos \theta, Y_5 = c \quad (8.d\sim h)$$

$$u_1 = u_2 = \delta, u_3 = u_4 = 0, u_5 = \xi_1 \delta \quad (8.i\sim k)$$

$$v_1 = v_2 = v_3 = v_4 = 0, v_5 = \xi_2 \xi_3 \delta \quad (8.l\sim m)$$

ここで, a : 出寸法, b, c : 図 4 を参照, l_d : 線分③・④の長さ ((9) 式参照, ただし, θ : 水平ハンチ角度, h_d : 外ダイアフラムせい), φ : 線分③・④と Y 方向のなす角度, δ : 荷重方向 (X 方向) への仮想変位, ξ_1, ξ_2 : 比例係数, x : 鋼管壁の面外変形を決定づけるパラメータ, t : 鋼管板厚である。

$$l_d = \left\{ \frac{(1 + \tan \theta) h_d}{\sqrt{2}} + \frac{(1 - \tan \theta) D}{(4 + 2\sqrt{2})} \right\} / (\cos \theta + \tan \theta \sin \theta) \quad (9)$$

(a) 領域 I の応力仕事

(2), (4), (8) 式より領域 I の歪を, (5), (6) 式より領域 I の応力を求め, それらを (7) 式に代入することにより, 領域 I の応力仕事 $I W_d$ は次式で得られる。

$$I W_d = 2 \left\{ \frac{(b-x-t \tan 22.5^\circ / 2)^2 + a^2 / 4}{3} \right\}^{0.5} t_d \sigma_b \delta \quad (10)$$

(b) 領域 II の応力仕事

領域 I の場合と同様の手続きを行うことにより, 領域 II の応力仕事 $II W_d$ は次式で得られる。

$$II W_d = 2 \left\{ \frac{1 + (\tan^2 \theta) / 4}{3} \right\}^{0.5} (\cos \theta) l_d t_d \sigma_b \delta \quad (11)$$

(c) 領域 III の応力仕事

一般的に B_f と B_d の差は小さくなるようにして設計されることを考慮して, 本論では $III W_d$ の応力仕事を無視する。 $III W_d$ を無視することの妥当性については付録 A を参照のこと。

(d) 鋼管壁の応力仕事

鋼管壁の応力仕事 W_c に関しては, 図 5 に示す降伏場¹¹⁾ と降伏線による面外崩壊機構を仮定することにより, 次式で得られる。

$$W_c = \left\{ \frac{t_d + 2s}{x} + \frac{(\sqrt{2} - 1) D - t \tan 22.5^\circ}{\kappa x} \right. \\ \left. - \frac{2}{\kappa} + \frac{4}{\pi} (\log \kappa)^2 + \pi \right\} \sigma_b t^2 \delta \quad (12)$$

ここで, s : 溶接脚長, D : 鋼管外径, κ : 鋼管壁の面外変形の領域の大きさを決定づけるパラメータ, σ_b : 円形鋼管の降伏応力である。

2.2.2 全塑性耐力

前項の結果から, 接合部の応力仕事 W_{in} は次式で得られる。

$$W_{in} = I W_d + II W_d + W_c \quad (13)$$

外力を P とすると外力仕事は $W_{ex} = P \delta$ となるので, 仮想仕事の原理より接合部の全塑性耐力 P_p は次式で得られる。

$$P_p = (I W_d + II W_d + W_c) / \delta \\ = 2 \left\{ \frac{(b-x-t \tan 22.5^\circ / 2)^2 + a^2 / 4}{3} \right\}^{0.5} \\ + 2 \left\{ \frac{1 + (\tan^2 \theta) / 4}{3} \right\}^{0.5} (\cos \theta) l_d t_d \sigma_b \\ + \left\{ \frac{t_d + 2s}{x} + \frac{(\sqrt{2} - 1) D - t \tan 22.5^\circ}{\kappa x} - \frac{2}{\kappa} + \frac{4}{\pi} (\log \kappa)^2 + \pi \right\} t^2 \sigma_b \quad (14)$$

上式の最小値を得るには次式を満足する x, κ, φ を求める必要がある。

$$\frac{\partial P_p}{\partial x} = 0, \frac{\partial P_p}{\partial \kappa} = 0, \frac{\partial P_p}{\partial \varphi} = 0 \quad (15.a\sim c)$$

上式から次のような関係が得られる。

$$t_d \sigma_b \{ 12(x + t \tan 22.5^\circ / 2 - b)^2 + 3a^2 \}^{-0.5} (x + t \tan 22.5^\circ / 2 - b) \\ - t^2 \sigma_b \{ t_d + 2s + \{ (\sqrt{2} - 1) D - t \tan 22.5^\circ \} / \kappa \} / 4x^2 = 0 \\ 2(\pi + 4\kappa \log \kappa)x - \{ (\sqrt{2} - 1) D - t \tan 22.5^\circ \} \pi = 0 \\ \varphi = \arctan(4 \tan \theta) \quad (16.a\sim c)$$

(16.a~c) 式より得られる x, κ, φ を (14) 式に代入すると最終的な全塑性耐力 P_p の数式表現が以下に示す (17) 式で得られる。ただし, x, κ を (16.a,b) 式で得るためには数値計算が必要であるため, (17) 式には (9) 式および (16.c) 式を代入した数式表現を示す。

$$P_p = 2 \left\{ \frac{(b-x-t \tan 22.5^\circ / 2)^2 + a^2 / 4}{3} \right\}^{0.5} \\ + \frac{2}{\sqrt{3(1+4 \tan^2 \theta)}} \left\{ \frac{(1 + \tan \theta) h_d}{\sqrt{2}} + \frac{(1 - \tan \theta) D}{(4 + 2\sqrt{2})} \right\} t_d \sigma_b \\ + \left\{ \frac{t_d + 2s}{x} + \frac{(\sqrt{2} - 1) D - t \tan 22.5^\circ}{\kappa x} - \frac{2}{\kappa} + \frac{4}{\pi} (\log \kappa)^2 + \pi \right\} t^2 \sigma_b \quad (17)$$

3. 接合部の局部引張実験

本章では, 前章で誘導した全塑性耐力の検証を目的として, 外ダイアフラム形式の円形鋼管柱と引張側梁フランジの接合部を取り出した試験体を対象に局部引張実験を行う。

3.1 実験概要

3.1.1 試験体

図 6 に試験体, 表 1 に試験体一覧, 表 2 に鋼材の機械的性質を示す。試験体数は 9 体で, 実験変数として円形鋼管柱の板厚 t , 外ダイアフラムの板厚 t_d , 水平ハンチ角度 θ , 出寸法 a , 外ダイアフラム端部幅 B_d , 梁フランジ幅 B_f , 溶接脚長 s を採用する。No.1 試験体を基準試験体とする。図 2 右図に示す無応力状態を再現するために, 図 6 に

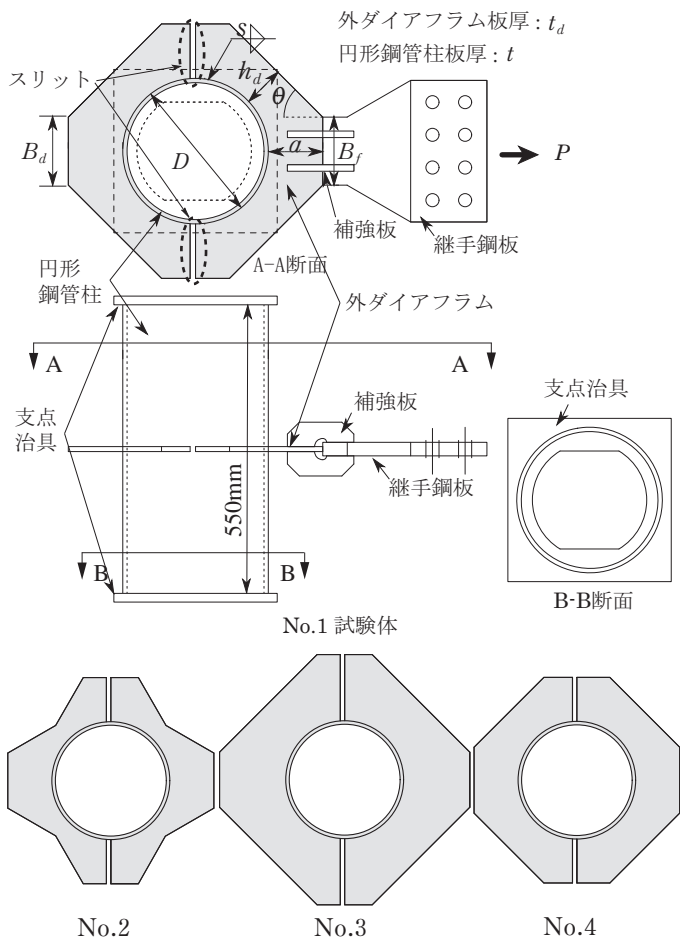


図6 試験体図

表1 試験体一覧

試験体	鋼管		外ダイアフラム				梁		溶接	
	外径×板厚 $D \times t$ mm	板厚 t_d mm	せい h_d mm	水平 ハンチ 角度 θ deg.	出 寸 法 a mm	端 部 幅 B_d mm	フ ラ ン ジ 幅 B_f mm	脚 長 s mm		
1	267.4 × 8.0	9(1.1)	75.7(0.28)	45	100	125	125	9		
2			43.3(0.16)	30						
3			111.1(0.41)	150						
4			84.6(0.32)	45	100	150	150			
5						100	100			
6			16(2.0)	75.7(0.28)	45	100	125		125	12
7	267.4 × 6.0	9(1.5)	75.7(0.28)	45	100	125	125	9		
8	267.4 × 9.3	9(1.0)						125	125	9
9										4

注1: t_d 欄の () は t_d/t を, h_d 欄の () は h_d/D を表す

注2: 外ダイアフラムの鋼種は SN400B, 円形鋼管柱の鋼種は STK400

表2 鋼材の機械的性質

鋼種	板厚 mm	降伏点 N/mm^2	引張強さ N/mm^2	破断伸び %
SN400B	9	317	459	29.0
SN400B	16	285	439	31.8
STK400	6	445	496	32.4
STK400	8	370	440	40.0
STK400	9.3	410	461	38.4

注1: 降伏点は全て 0.2% オフセット法による

注2: SN400B は JIS Z2201 1A 号試験片

STK400 は JIS Z2201 12C 号試験片

示すスリットを設けている。円形鋼管柱とハッチをかけた外ダイアフラムを実験対象とし、それ以外の部分については、試験部分が降伏してから十分に塑性変形するまで降伏しないように寸法および鋼種を設定した。外ダイアフラム端部に設けた補強板は、試験部が十分に変形するまで外ダイアフラムと継手鋼板の溶接部における引張降伏を抑えるために設けた。

3.1.2 計測方法と載荷方法

図7に示すように変位計を設置し、鋼管内部に設置した変位計 L の計測値 u_L から鋼管曲げ変形を計測する4台の変位計 C1, C2, C3, C4 の計測値 $u_{C1}, u_{C2}, u_{C3}, u_{C4}$ の平均値を差し引いて鋼管壁の面外変形 u (以下、鋼管局変形と称する) を計測する ((18) 式)。

$$u = u_L - \frac{u_{C1} + u_{C2} + u_{C3} + u_{C4}}{4} \quad (18)$$

また、図7に示すように鋼管壁表面から 16mm の位置の外ダイアフラム表面に1軸ゲージ f1~f7 を貼付し、荷重方向の歪分布を調べる。

図8に載荷装置を示す。ハッチをかけた部分が試験体である。1500kN 油圧ジャッキを用いて、試験体が最大耐力に到達するまで

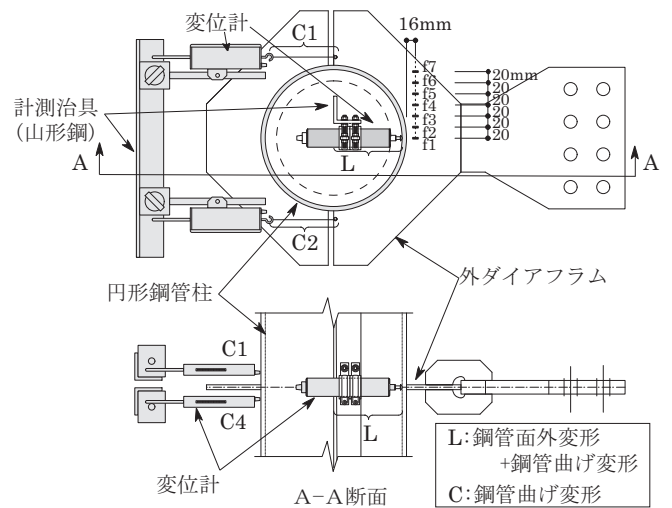
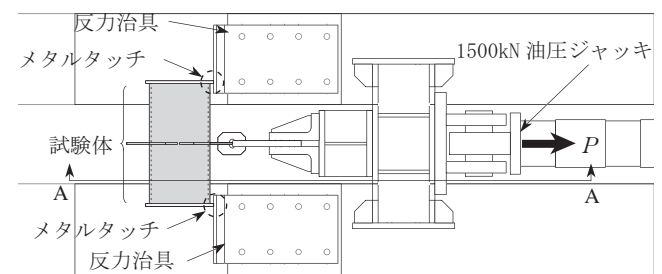
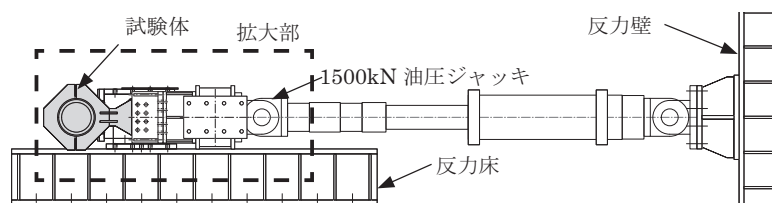


図7 変位計設置方法



(a) 試験体周辺拡大図



(b) 載荷装置 A-A 断面図

図8 載荷装置

単調引張荷重とする。一般的に、本論のような接合部の実験は図1に示したように、相対する梁フランジを逆方向に引張荷重することが多いが、本論では図8に示すように、鋼管端部に取り付けた支点治具で反力をとり、梁フランジに相当する継手鋼板を引張荷重した。これは、外ダイアフラムにスリットを設けた試験体を図1(b)のように引張荷重すると、スリット部における円形鋼管柱に応力が集中して早期に破断する可能性があるためである¹²⁾。

3.2 実験結果および降伏耐力に関する考察

3.2.1 荷重-変形関係

図9に各実験変数ごとおよび最大耐力時までの荷重-変形関係を示す。図の縦軸は図6の荷重 P 、横軸は(18)式で算出した鋼管局部変形 u である。図中の■は、荷重-変形関係の接線剛性が初期剛性の1/3になるときの耐力 $expP_{y,(1/3)}$ である。(17)式より得られる全塑性耐力 $calP_p$ を□で示す。また、●は、実験から得られた最大耐力実験値 $expP_u$ 、○は4章で算定する最大耐力計算値 $calP_u$ である。表3に実験結果一覧を示す。

図9より、No.2以外の試験体の、 $expP_{y,(1/3)}$ 時の鋼管局部変形 $u_{y,(1/3)}$ は0.75mm前後であり、円形鋼管柱の外径 D に対しておよそ0.3%

である。No.2試験体の $u_{y,(1/3)}$ が他の試験体に比べて大きくなる要因として、外ダイアフラムせい h_d が他の試験体に比べて小さいため、外ダイアフラムによる円形鋼管柱の拘束が小さいことが挙げられる。また、 $calP_p$ 時の鋼管局部変形 u_p は0.91~1.37mmであり、鋼管局部変形が進展する過程における耐力を捉えている。仮に梁せいが鋼管径の1.5倍であるとすれば、鋼管局部変形 u_p に対応する梁端回転角は1/220~1/146radであり、平均値は1/200rad程度である。

3.2.2 降伏耐力実験値と全塑性耐力計算値の比較

図10に $expP_{y,(1/3)}$ と $calP_p$ の比較を示す(図中の◆)。図の縦軸は $calP_p$ の $expP_{y,(1/3)}$ に対する比、横軸は試験体番号である。また、図中の◇で示すのは $calP_u$ の $expP_u$ に対する比である。なお、図中の●で示す $P_{u,f}/calP_u$ に関しては、後に4.2節で述べる。

すべての試験体において、 $calP_p$ は $expP_{y,(1/3)}$ を1~2割程度過大評価している。この過大評価の要因として、外ダイアフラムの面内剛性に比べて鋼管フランジの面外剛性が小さいので、 $calP_p$ 時において、外ダイアフラムおよび鋼管壁は崩壊機構を形成しているのに対し、 $expP_{y,(1/3)}$ 時において、外ダイアフラムは崩壊機構に達しているが、鋼管壁は崩壊機構に達していないことが挙げられる。このことを裏付

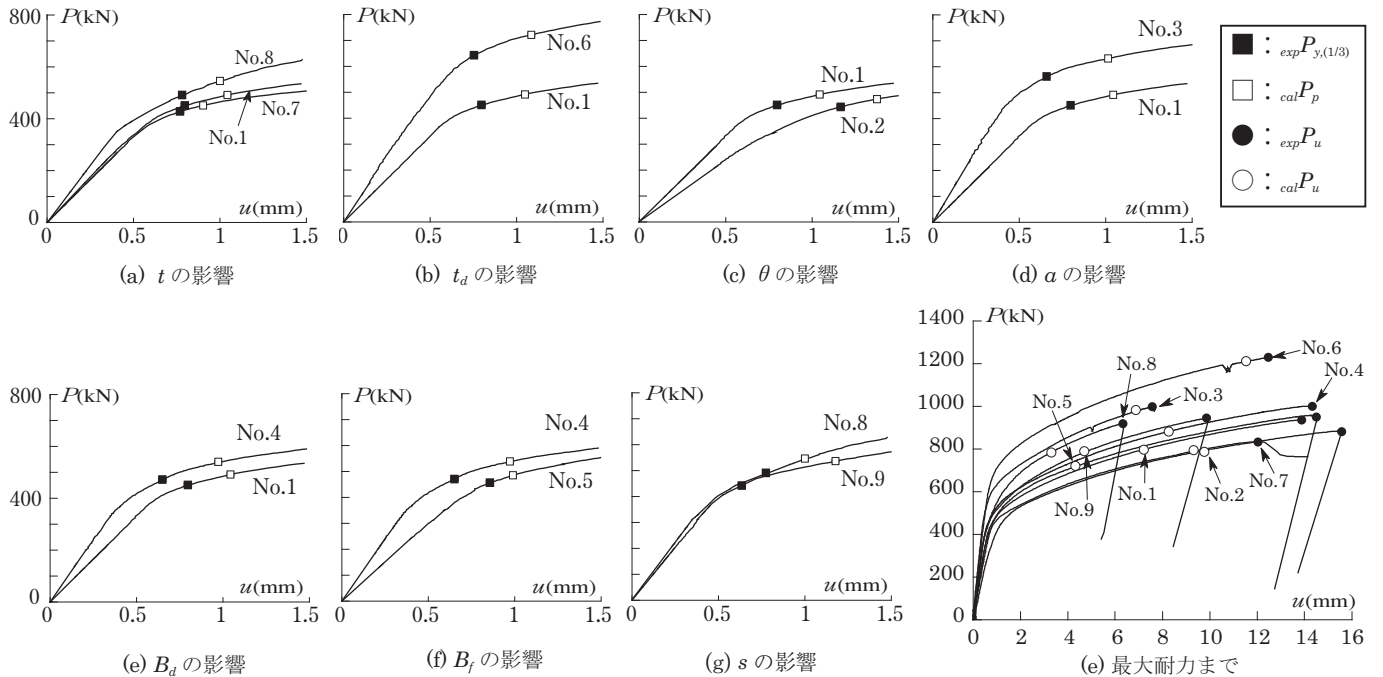


図9 荷重-変形関係

表3 実験結果一覧

試験体	実験結果					計算結果					計算値/実験値	
	降伏耐力		最大耐力			全塑性耐力		最大耐力			$\frac{calP_p}{expP_{y,(1/3)}}$	$\frac{calP_u}{expP_u}$
	$expP_{y,(1/3)}$ kN	$u_{y,(1/3)}$ mm	$expP_u$ kN	u_{max} mm	破壊形式	$calP_p$ kN	u_p mm	$calP_u$ kN	u_u mm	破壊機構		
No.1	451	0.80	935	14.0	2	491	1.03	797	7.2	1	1.09	0.85
No.2	443	1.03	886	15.6	2	473	1.37	787	9.5	2	1.07	0.89
No.3	562	0.66	1000	7.7	2	631	1.01	983	7.1	1	1.12	0.98
No.4	472	0.66	1001	14.4	2	538	0.98	882	8.1	1	1.14	0.88
No.5	458	0.74	956	14.5	1	484	0.92	721	4.3	1	1.06	0.75
No.6	643	0.76				721	1.08	1212	11.7	3	1.12	
No.7	428	0.77	825	14.2	3	450	0.91	795	9.6	3	1.05	0.96
No.8	492	0.78	918	6.4	2	545	1.00	784	3.3	1	1.11	0.85
No.9	447	0.62	940	10.0	2	536	1.19	790	4.9	1	1.20	0.84

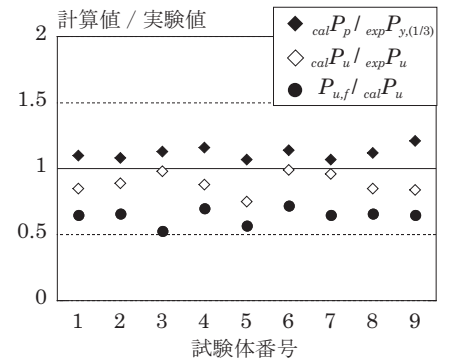


図10 実験値と計算値の比較

ける一例として図 11 を示す。図 11 は鋼管径厚比 D/t を変化させた No.1,7,8 試験体の荷重 - 変形関係である。図中の破線は (17) より得られる全塑性耐力 $calP_p$ 、実線は鋼管壁の応力仕事を無視した全塑性耐力、すなわち $calP_p - W_c/\delta$ を表しており、太実線と破線の差が全塑性耐力 $calP_p$ に対する鋼管壁の寄与分である。

$(calP_p - W_c/\delta)/expP_{y,(1/3)}$ は、No.8 試験体 ($D/t=29$) が 0.799, No.1 試験体 ($D/t=33$) が 0.831, No.7 試験体 ($D/t=45$) が 0.843 を示しており、いずれも $expP_{y,(1/3)}$ は $calP_p - W_c/\delta$ と $calP_p$ の間に位置するとともに、鋼管径厚比 D/t が大きくなるほど、 $calP_p - W_c/\delta$ に近づく。これは、鋼管の面外曲げ剛性が小さくなるにしたがい、 $expP_{y,(1/3)}$ 時の鋼管面外変形量に対して、鋼管の面外曲げによる応力伝達が期待できなくなることを意味している。

次に、 $expP_{y,(1/3)}$ 時に外ダイアフラムがほぼ崩壊機構に達していることが確認できる例として図 12 を示す。図 12 は No.1, No.7, No.8 試験体の外ダイアフラムに貼付した 1 軸ゲージより得られた歪分布である。○は $expP_{y,(1/3)}/2$ 時を、●は $expP_{y,(1/3)}$ 時を表している。グレーのハッチは 2 章で述べた塑性解析より得られる外ダイアフラムの降伏領域 ((16.a~c) 式) を表している。この領域内において、 $expP_{y,(1/3)}/2$ 時の歪は弾性域に留まっているが、 $expP_{y,(1/3)}$ 時の歪は降伏域を超えているものが大部分である。したがって、 $expP_{y,(1/3)}$ 時の鋼管局部変形に対して外ダイアフラムは降伏場を形成し、その範囲は (16.a~c) 式で予測した範囲とほぼ一致することがわかる。

9 体の試験体のうち、 D/t を変化させた試験体 (No.1,7,8) と h_d/D を変化させた試験体 (No.1,2,3) について、各耐力と実験変数の関係を図 13(a),(b) に示す。縦軸は各耐力 (P とする) を $B_d \cdot t_d \cdot \sigma_{dy}$ で無

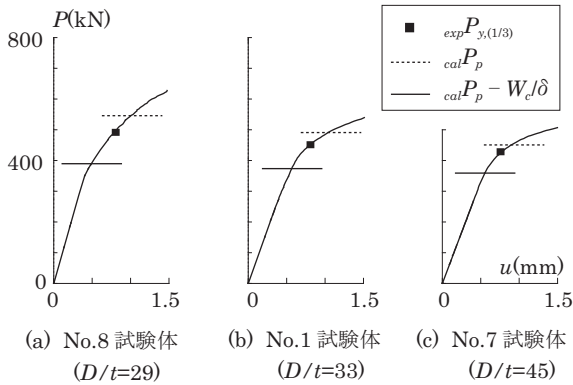


図 11 荷重 - 変形関係 (鋼管壁の崩壊機構検討)

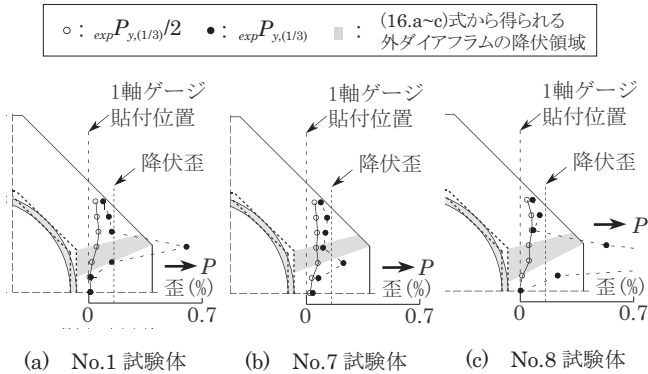


図 12 外ダイアフラムの歪分布

次元化したものであり、横軸は D/t (図 10(a)), h_d/D (図 10(b)) である。■は $expP_{y,(1/3)}/B_d \cdot t_d \cdot \sigma_{dy}$ を、□は $calP_p/B_d \cdot t_d \cdot \sigma_{dy}$ を表している。いずれの場合も実験変数の変化に伴う耐力の変化に対して、計算値は実験値の傾向をよく捉えている。また、ここでは示していないが、 t_d, B_d, B_p, s も同様に計算値は実験値の傾向をよく捉えていることが図 9 からわかる。

3.2.3 実験による破壊形式

No.5, No.7, No.8 試験体の外ダイアフラムおよび円形鋼管が破断に至った破壊形式を図 14 に示す。No.5 試験体は、図 14(a) の矢印で示すように、外ダイアフラムと梁フランジに相当する継手鋼板接合部の完全溶込溶接部始末端において、外ダイアフラム側に亀裂が発生し、白い点線で示すように、外ダイアフラムの内側へ亀裂が進展して終局状態を迎えた (破壊形式 1 と称す)。No.1~4, No.8 および No.9 試験体は、図 14(b) に示すように、外ダイアフラム水平ハンチ部に亀裂が発生し、外ダイアフラム内側へ亀裂が進展して終局状態を迎えた (破壊形式 2)。No.7 試験体は、図 14(c) に示すように、鋼管壁と隅肉溶接付近の鋼管壁前面に亀裂が発生し、せん断破壊した (破壊形式 3)。No.6 試験体は、最大耐力に達するまでに油圧ジャッキの载荷限界となったため破壊形式を確認できなかった。

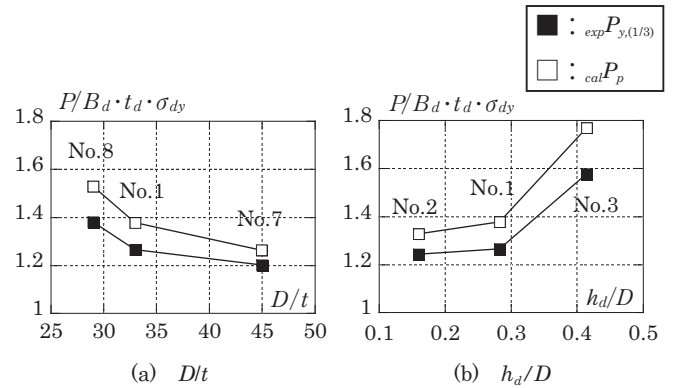


図 13 各耐力と実験変数の関係

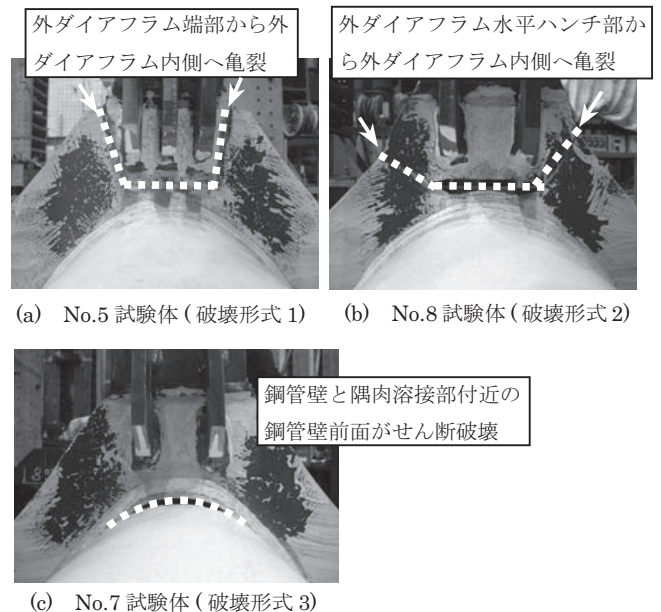


図 14 No.1, No.8, No.7 試験体の破壊形式

4. 最大耐力に関する考察

3章で述べた局部引張実験の試験体には、外ダイアフラムと継手鋼板の溶接部における引張降伏や破断を抑える補強板(図6参照)を設けている。これは、補強板がないと外ダイアフラムと継手鋼板の溶接部における外ダイアフラムの断面が小さいため、この部分での破断が外ダイアフラム接合部の破断よりも先行してしまい、その耐力を評価できないためである。補強板を設けた場合、3.2.3項で示したような3つの破壊形式が確認できた。本章では、この3つの破壊形式に対応する破壊機構を仮定して最大耐力算定式を提案する。

4.1 最大耐力算定式

3.2.3項で示した各破壊形式に対応する破壊機構は、図15(a)に示すような外ダイアフラム端部の破断(破壊機構1と称す)、図15(b)に示すような外ダイアフラム水平ハンチ部の破断(破壊機構2)および図15(c)に示すような円形鋼管のせん断破断(破壊機構3)の3つに分類できる。これら3つの破壊機構に対する最大耐力算定式を提案する。

(a) 破壊機構1

図15(a)で示すように、自由体を取り出し、線分①①および線分①②のX方向応力之和が最大耐力 $P_{u,1}$ と釣り合うとして、最大耐力 $P_{u,1}$ を算定する。ここで、各領域の大きさは降伏耐力算定に用いた崩壊機構に基づき、鋼管壁の降伏領域の値 x^* は(16.a)式において σ_{dy}, σ_{cy} をそれぞれ σ_{du} (外ダイアフラムの引張強さ)、 σ_{cu} (円形鋼管柱の引張強さ)に置き換えて得られるものとする。破壊機構が形成されたときの線分①①のX方向応力は σ_{du} に等しいと考えられるが、外ダイアフラムの降伏領域IおよびIIには組合せ応力を考慮しているため、線分①②におけるX方向応力に引張強さを採用することはできない。そこで以下に示す手続きで最大耐力 $P_{u,1}$ を算定する。

外ダイアフラムの領域Iから鋼管前面へ伝達されるX方向応力 ${}_i\sigma_X$ (図15(a)参照)は、塑性解析より得られる領域IのX方向応力 ${}_i\sigma_X$ と面内せん断応力 ${}_i\tau_{XY}$ および線分①②がX軸となす角度 β を用いて次式で与えられる。

$${}_i\sigma_X = {}_i\sigma_X \sin \beta - {}_i\tau_{XY} \cos \beta \quad (19)$$

ただし、上式において、

$${}_i\sigma_X = 2\sigma_{du} / \left[3 \left\{ 1 + \frac{a^2}{4(-b+x^*+t \tan 22.5^\circ/2)^2} \right\} \right]^{0.5} \quad (20)$$

$${}_i\tau_{XY} = -\sigma_{du} / \left[3 \left\{ 4 \left(\frac{-b+x^*+t \tan 22.5^\circ/2}{a} \right)^2 + 1 \right\} \right]^{0.5} \quad (21)$$

$$\beta = \arctan \left(\frac{-b+x^*+t \tan 22.5^\circ/2}{a} \right) \quad (22)$$

したがって、線分①②で負担するX方向応力の総和 $P_{①②}$ は、次式で与えられる。

$$P_{①②} = 2({}_i\sigma_X \sin \beta - {}_i\tau_{XY} \cos \beta) t_d \times \{ a^2 + (-b+x^*+t \tan 22.5^\circ/2)^2 \}^{0.5} \quad (23)$$

線分①①で負担するX方向応力の総和 $P_{①①}$ は次式で与えられる。

$$P_{①①} = \sigma_{du} t_d \{ D / (1 + \sqrt{2}) - 2(x^* + t \tan 22.5^\circ/2) \} \quad (24)$$

以上より、最大耐力 $P_{u,1}$ は(23)、(24)式の和で与えられる。

$$P_{u,1} = \left[\frac{4\{a^2/4 + (-b+x^*+t \tan 22.5^\circ/2)^2\}}{\sqrt{3}} + \frac{D}{1+\sqrt{2}} - 2(x^* + t \tan 22.5^\circ/2) \right] \sigma_{du} t_d \quad (25)$$

(b) 破壊機構2

図15(b)で示すように、自由体を取り出し、線分①①、線分①③および線分③④のX方向応力之和が最大耐力 $P_{u,2}$ と釣り合うとして、破壊機構1と同様の手続きで、最大耐力 $P_{u,2}$ を算定する。

外ダイアフラムの領域IIから鋼管前面へ伝達されるX方向応力 ${}_i\sigma_X$ (図15(b)参照)は、塑性解析より得られる領域IIのX方向応力 ${}_i\sigma_X$ と面内せん断応力 ${}_i\tau_{XY}$ を用いて次式で与えられる。

$${}_i\sigma_X = {}_i\sigma_X \cos \varphi - {}_i\tau_{XY} \sin \varphi \quad (26)$$

ただし、上式において、

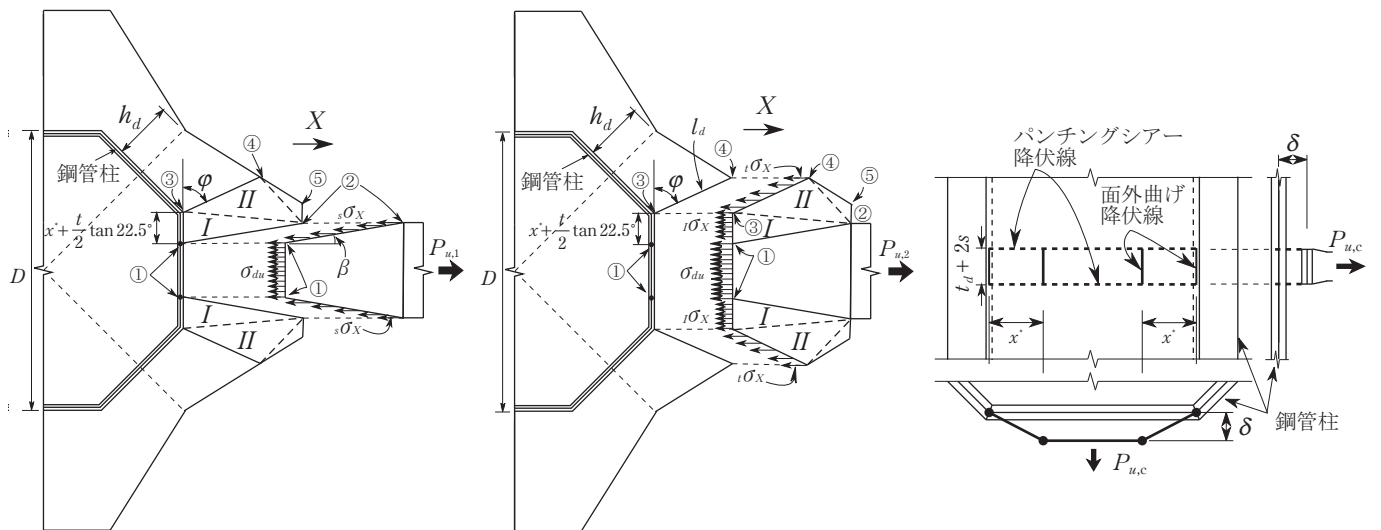
$${}_i\sigma_X = 2\sigma_{du} / \sqrt{3(1 + \tan^2 \varphi/4)} \quad (27)$$

$${}_i\tau_{XY} = -\sigma_{du} \tan \varphi / \sqrt{3(4 + \tan^2 \varphi)} \quad (28)$$

したがって、線分③④で負担するX方向応力の総和 $P_{③④}$ は、次式で与えられる。

$$P_{③④} = 2({}_i\sigma_X \cos \varphi - {}_i\tau_{XY} \sin \varphi) t_d l_d \quad (29)$$

領域IのX方向応力は(20)式で与えられるので、線分①③で負担するX方向応力の総和 $P_{①③}$ は、次式で与えられる。



(a) 破壊機構1

(b) 破壊機構2

(c) 破壊機構3

図15 破壊機構

$$P_{\text{③}} = \frac{4\sigma_{du}t_d(x^* + t \tan 22.5^\circ/2)}{[3\{1+a^2/\{4(-b+x^* + t \tan 22.5^\circ/2)^2\}\}]^{0.5}} \quad (30)$$

また、線分①①で負担する X 方向応力の総和 $P_{\text{①①}}$ は (24) 式で与えられる。以上より、最大耐力 $P_{u,2}$ は (24), (29), (30) 式のと和で与えられる。

$$P_{u,2} = \left[\frac{4(x^* + t \tan 22.5^\circ/2)}{[3\{1+a^2/\{4(-b+x^* + t \tan 22.5^\circ/2)^2\}\}]^{0.5}} + \frac{4\{(1+\tan \theta)h_d/\sqrt{2} + (1-\tan \theta)D/(4+2\sqrt{2})\}}{\sqrt{3(1+4\tan^2 \theta)}} + \frac{D}{1+\sqrt{2}} - 2(x^* + t \tan 22.5^\circ/2) \right] \sigma_{du} t_d \quad (31)$$

上式において、 l_d および φ には、それぞれ (9), (16.c) 式を用いた。

(c) 破壊機構 3

図 4 および図 15(c) に示す機構を仮定する。これは、鋼管壁の面外曲げおよびパンチングシアーによる破壊機構と鋼管壁から水平ハンチ部にかけて形成される外ダイアフラムの降伏場からなる破壊機構である。

外ダイアフラムの応力仕事 $W_{u,d}$ は、(10), (11) 式の σ_{dy}, σ_{cy} をそれぞれ σ_{du}, σ_{cu} に置き換えて得られ、以下のように表される。

$$W_{u,d} = 2t_d \sigma_{du} \delta \left\{ \left[\frac{(b-x^* - t \tan 22.5^\circ/2)^2 + a^2/4}{3} \right]^{0.5} + \left[\frac{1+(\tan^2 \varphi)/4}{3} \right]^{0.5} (\cos \varphi) l_d \right\} \quad (32)$$

鋼管壁の応力仕事 $W_{u,c}$ は、曲げ降伏線およびパンチングシアー降伏線を仮定して求められ、以下のように表される。

$$W_{u,c} = t \sigma_{cu} \delta \left\{ \frac{t(t_d+2s)}{x^*} + \frac{2}{\sqrt{3}} \left(\frac{D-t}{1+\sqrt{2}} - x^* \right) \right\} \quad (33)$$

外力を P とすると外力仕事は $W_{ex} = P\delta$ となるので、仮想仕事の原理より接合部の最大耐力 $P_{u,3}$ は次式で得られる。

$$P_{u,3} = (W_{u,d} + W_{u,c})/\delta \\ = 2 \left\{ \left[\frac{(b-x^* - t \tan 22.5^\circ/2)^2 + a^2/4}{3} \right]^{0.5} + \frac{2}{\sqrt{3(1+4\tan^2 \theta)}} \left[\frac{(1+\tan \theta)h_d}{\sqrt{2}} + \frac{(1-\tan \theta)D}{(4+2\sqrt{2})} \right] \right\} t_d \sigma_{du} \\ + \left\{ \frac{t(t_d+2s)}{x^*} + \frac{2}{\sqrt{3}} \left(\frac{D-t}{1+\sqrt{2}} - x^* \right) \right\} t \sigma_{cu} \quad (34)$$

上式において、 l_d および φ には、それぞれ (9), (16.c) 式を用いた。

4.2 最大耐力実験値と最大耐力計算値の比較

前節で算出した $P_{u,1}$, $P_{u,2}$, $P_{u,3}$ の最小値が接合部の最大耐力計算値 $_{cal}P_u$ である。つまり、 $_{cal}P_u$ は次式で表される。

$$_{cal}P_u = \min(P_{u,1}, P_{u,2}, P_{u,3}) \quad (35)$$

図 10 に $_{cal}P_u$ の $_{exp}P_u$ に対する比を◇で示している。また、表 3 に $_{cal}P_u$ の値と破壊機構を示している。すべての試験体において、 $_{cal}P_u$ は $_{exp}P_u$ を 1-2 割程度過小評価となり、その多くは破壊機構 1 で決定している。この過小評価のひとつの要因として、破壊機構 1 で仮定した線分①② (図 15(a) 参照) 上に、実験の試験体に設けた補強板 (図 6 参照) があるため、実験では破壊機構 1 ではなく破壊機構 2 が形成されて、最大耐力実験値が大きくなったことが考えられる。また、このことが No.1,3,4,8,9 試験体の実験による破壊形式と解析による破壊機構の違い (表 3 参照) に起因していると思われる。試みに、No.1,3,4,8,9 試験体の (31) 式で算出される $P_{u,2}$ の値と最大耐力実験値 $_{exp}P_u$ を比較してみると、 $P_{u,2}/_{exp}P_u$ は 0.89~1.0 となり、 $P_{u,2}$ は精度良く実験値 $_{exp}P_u$ を捉えていることが確認できた。

仮に梁フランジの材料強度が外ダイアフラムと同じであるとする、梁フランジの破断耐力 $P_{u,f}$ は、以下のように表される。

$$P_{u,f} = B_f t_f \sigma_{du} \quad (36)$$

ここで、 t_f は梁フランジの板厚である。図 10 に外ダイアフラムの板厚と梁フランジの板厚が同じであると仮定した場合における $P_{u,f}$ の $_{cal}P_u$ に対する比を●で示す。いずれの試験体も $P_{u,f}$ の $_{cal}P_u$ に対する比は 0.53-0.72 となっているため、通常は梁フランジの破断が先行することになる。したがって、外ダイアフラムの破壊を防いで梁フランジの破断が先行するように接合部を設計する場合、実験で確認できた破断形式については、過小評価ではあるが (35) 式で外ダイアフラム接合部の最大耐力を評価しておけば問題はなく、(35) 式で接合部の最大耐力を評価すると、安全側の評価となる。

5. まとめ

本研究では、外ダイアフラム形式円形鋼管柱梁接合部を対象として、接合部の耐力式を構築するために、外ダイアフラムに一樣歪の三角形要素を導入して塑性解析を行った。また、耐力式の妥当性を確認するために、外ダイアフラム形式の円形鋼管柱と引張側梁フランジ接合部の局部引張実験を実施し、以下の結果を得た。

- 1) すべての試験体の全塑性耐力計算値 $_{cal}P_p$ は降伏耐力実験値 $_{exp}P_{y,(1/3)}$ を 1-2 割程度過大評価する。このように過大評価する一因として、 $_{exp}P_{y,(1/3)}$ 時において面外剛性の低い鋼管壁が崩壊機構に達していないことが挙げられる。
- 2) すべての試験体の $_{cal}P_p$ 時における鋼管局部変形量 u_p を梁端回転角に換算する (梁せいを鋼管径の 1.5 倍と仮定) と 1/200rad 前後であるため、降伏耐力として妥当な変形時の耐力を捉えていることを確認した。
- 3) 外ダイアフラムおよび円形鋼管柱の実験変数の変化に伴う耐力の変化に対して、 $_{cal}P_p$ は $_{exp}P_{y,(1/3)}$ の傾向をよく捉えていることを確認した。
- 4) すべての試験体の最大耐力計算値 $_{cal}P_u$ は最大耐力実験値 $_{exp}P_u$ を 1-2 割程度過小評価する。このように過小評価する一因として、実験の試験体に設けた外ダイアフラムと継手鋼板の溶接部における補強板が、破壊機構 1 で仮定した破断線の一部の形成を妨げたことが挙げられる。

本論では、外ダイアフラム形式円形鋼管柱梁接合部の降伏耐力実験値 $_{exp}P_{y,(1/3)}$ と全塑性耐力計算値 $_{cal}P_p$ の対応関係および最大耐力計算値 $_{cal}P_u$ と最大耐力実験値 $_{exp}P_u$ の対応関係について述べたが、 $_{cal}P_p$ および $_{cal}P_u$ を求めるには (16) 式を数値計算により解く必要がある。したがって、(16) 式を解くことなく x および κ を簡便な式で与えることにより $_{cal}P_p$ を陽な形で提示することが望まれる。また、柱梁接合部の耐力評価に対する本論で誘導した全塑性耐力式 ((17) 式) および最大耐力算定式 ((35) 式) の適用について、部分架構実験を行い検討する必要がある。これらの点が今後の課題である。

謝辞

本研究には 2009 年度、日本鉄鋼連盟による教育研究助成を受けた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 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
- 2) 田淵基嗣，金谷弘，上場輝康：角形鋼管・H型はり接合部の局部破壊－角形鋼管柱溶接接合部の実験的研究1－，日本建築学会構造系論文報告集，第349号，pp71-79，1985.3
- 3) 田淵基嗣，金谷弘，上場輝康：角形鋼管・H型はり接合部の局部耐力推定式－角形鋼管は柱溶接接合部の実験的研究2－，日本建築学会構造系論文報告集，第352号，pp79-89，1985.6
- 4) 森田耕次，江波戸和正，渡辺仁，山本昇，安田博和，里見孝之：箱形断面柱-H形断面はり接合部のダイアフラム補強に関する研究－接合部降伏耐力の評価－，日本建築学会構造系論文報告集，第388号，pp100-111，1988.6
- 5) 松尾真太郎，田中剛，井上一朗：外ダイアフラム形式角形鋼管柱梁接合部の耐力に関する理論的・実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第606号，pp225-232，2006.8
- 6) 中村信行，宮尾俊明，伊藤均，岡本晴仁：リングダイアフラム円形鋼管柱の仕口耐力評価法に関する研究（その1 中空円形鋼管の場合の理論展開），日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），C-1 構造Ⅲ，pp853-854，2001.9
- 7) 福元敏之，山本博愛，森田耕次：コンクリート充てん円形鋼管柱・鉄骨はりの外ダイアフラム形式接合部の研究－接合部局所の弾塑性性状－，日本建築学会構造系論文集，第535号，pp163-170，2000.9
- 8) 日本建築学会：鋼管構造設計施工指針・同解説，1990.
- 9) 上場輝康，金谷弘，藤原勝義，田淵基嗣：鋼管柱・H型はり接合部の単純模型実験－鋼管柱溶接接合部の研究I－，日本建築学会論文報告集，第322号，pp.44-50，1982.12.
- 10) O.C. ツィエンキーヴィッツ，Y.K. チェーン共著，吉識雅夫監訳：マトリックス有限要素法，3章，pp.30-33，1970.3
- 11) E.H.Mansfield:Studies in collapse analysis of rigid-plastic plates with a square yield diagram,Proc.of the Royal Society London,241, Series A,pp.311-338,1957.8
- 12) 中山裕貴，松尾真太郎，佐藤篤司，吹田啓一郎，木村慧：外ダイアフラムを用いた円形鋼管柱梁接合部の降伏耐力，日本建築学会近畿支部研究報告集，第49号・構造系，pp437-440，2009.6

付録A 崩壊機構の領域Ⅲにおける応力仕事 mW_d について

領域Ⅰ，Ⅱの場合と同様の手続きを行うことにより，領域Ⅲの応力仕事 mW_d は次式で得られる。

$$mW_d = \frac{2t_d \sigma_{ds} (a - l_d \sin \varphi)}{\sqrt{3}} \sqrt{D_1 \xi_1^2 + D_2 \xi_2 + D_3} \delta \quad (A1.a)$$

$$= \frac{2t_d \sigma_{ds} (a - l_d \sin \varphi)}{\sqrt{3}} \sqrt{D_1' \xi_2^2 + D_2' \xi_2 + D_3'} \delta \quad (A1.b)$$

ただし，上式において，

$$\begin{cases} D_1 = (1 + C_2^2/4) \xi_2^2 + C_2 \xi_2/2 + (C_2^2 + 1/4) \\ D_2 = (C_1 - C_2/2) \xi_2 + (2C_1 C_2 - 1/2) \\ D_3 = C_1^2 + 1/4 \end{cases} \quad (A2.a \sim c)$$

$$\begin{cases} D_1' = (1 + C_2^2/4) \xi_1^2 \\ D_2' = 3C_2 \xi_1^2/2 + (C_1 - C_2/2) \xi_1 \\ D_3' = (C_1^2 + 1/4) \xi_1^2 + (2C_1 C_2 - 1/2) \xi_1 + C_1^2 + 1/4 \end{cases} \quad (A2.d \sim f)$$

$$\begin{cases} C_1 = (c - l_d \cos \varphi) / (a - l_d \sin \varphi) \\ C_2 = (b + l_d \cos \varphi) / (a - l_d \sin \varphi) \end{cases} \quad (A2.g, h)$$

(A1.a,b) 式を考慮すると (14) 式は厳密には次のように表される。

$$P_p = (I W_d + II W_d + III W_d + W_c) / \delta \quad (A3)$$

したがって，(A3) 式を最小化するためには (16.a~c) 式に加えて次式を満足する必要がある。

$$\frac{\partial P_p}{\partial \xi_1} = 0, \quad \frac{\partial P_p}{\partial \xi_2} = 0 \quad (A4.a, b)$$

(A4.a,b) 式より次式が得られる。

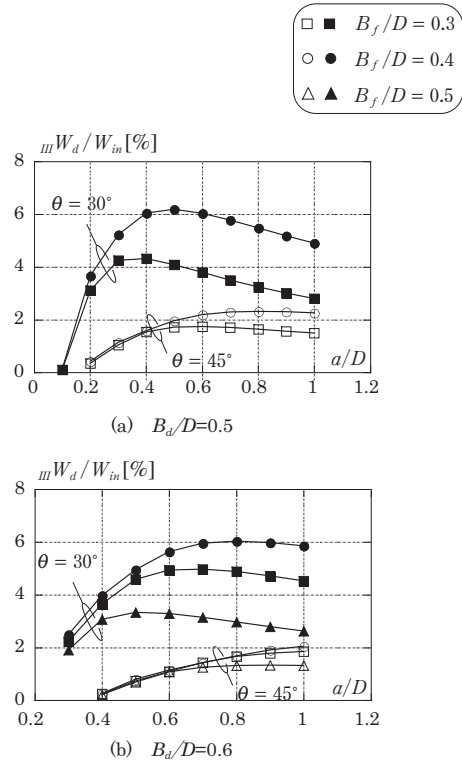
$$\begin{cases} \xi_1 = -\frac{(C_1 - C_2/2) \xi_2 + (2C_1 C_2 - 1/2)}{2\{(1 + C_2^2/4) \xi_2^2 + C_2 \xi_2/2 + C_2^2 + 1/4\}} \\ \xi_2 = -\frac{3C_2 \xi_1^2/2 + (C_1 - C_2/2) \xi_1}{2(1 + C_2^2/4) \xi_1^2} \end{cases} \quad (A5.a, b)$$

(A5.a,b) 式より得られる ξ_1, ξ_2 と (16.a~c) 式より得られる x, κ, φ を (14) 式に代入して，最終的な全塑性耐力の数式表現が得られることになるが，(A5.a,b) 式より ξ_1, ξ_2 を得ることは非常に困難である。一方，本文で述べたように，図4より領域Ⅲは3辺のうち2辺の変形拘束が0であるため， mW_d の最小値は非常に小さいものと考えられる。そこで， mW_d が W_m に占める割合について検討を行う。

傾向として， D/t が大きいほど，鋼管壁のなす応力仕事 mW_d が小さくなり，接合部全体の応力仕事 W_m が小さくなる。その結果， mW_d の応力仕事の割合は増加する。そこで， $D/t=50$ を対象とした場合の mW_d が W_m に占める割合について検討した結果を図A1に示す。縦軸に mW_d/W_m ，横軸に a/D をとり，パラメータとして， $B_d/D=0.5, 0.6, B_f/D=0.3, 0.4, 0.5, \theta=30^\circ, 45^\circ$ を採用する。また， $t_d/t=1.0$ とした。

図A1より， mW_d の応力仕事の割合は，水平ハンチ角度 θ が小さくなるほど増加し， B_d/D と B_f/D の差が小さくなるほど増加する傾向が見られた。また， B_d/D と B_f/D の差が $0.2D$ の場合で，接合部全体の応力仕事 W_m に対する mW_d の応力仕事の割合は高々6%程度であり，外ダイアフラムの実用的な形状である $\theta=45^\circ$ の時には高々2%である。 B_d/D と B_f/D の差は一般的に小さいことを考慮すると， mW_d の応力仕事は無視できるものと考えられる。

以上のことを考慮して，本文では (17) 式を用いることとした。



図A1 mW_d が W_m に占める割合

(2010年6月7日原稿受理，2010年7月7日採用決定)