

円筒柱形ラーメン隅角部における応力集中について

STRESS CONCENTRATION IN RIGID FRAME CORNER CONNECTION WITH CIRCULAR TUBULAR COLUMN

浜島良吉*・奥村敏恵**

By Ryokichi HAMAJIMA and Toshie OKUMURA

1. ま え が き

円筒シェルは曲率を有することにより平板構成部材より軸方向圧縮力による局部座屈に対する安定性が高く、さらに断面特性に方向性がなく、また風圧係数が小さいなどの種々の利点を有し、トラス部材、ラーメン脚柱、パイプアーチなどにも広く用いられている。しかしトラス格点部、あるいはラーメン脚柱と横ばりの接合部、パイプアーチと支柱との接合部など、いわゆる鋼管継手部においては円筒曲面に直接に円筒あるいはガセットプレート、I形、箱形断面などの平板構成部材が接合する構造となる。これより、局部曲げによる大きな応力集中を生ずることになるが、これらの応力集中の大きさが必ずしも十分に認識されているとはいえない（一般にかなり過少評価されている⁸⁾。

しかし、こうした局部曲げによる応力集中に対する精確な解析が困難なことから、応力集中の影響範囲が比較的局部的なものであり、応力集中部の値が降伏点を超えても、なお相当の耐荷力を有することから、従来より主として実験に基づいた耐力算定式が用いられている^{10), 12), 13), 16)}。しかし終局強度は、実際には、荷重条件、使用材料、幾何学的特性、さらに局部座屈との関係など種々の因子により変化するものであり、あらゆる場合を想定して実験に基づいた定式化を行うことはきわめて困難であるといえよう。しかし、終局耐力に対して応力集中度の大きさは、最も大きな因子の一つであり、特にこれら応力集中部はそのほとんどが溶接部と一致することから疲労強度にも著しい影響を及ぼす。そこで設計に際しては、できるだけ応力集中を生じさせない構造とし、特に溶接部における応力集中に注意することが必要であるといえよう。

さて、奥村・石沢は円筒柱形ラーメン隅角部に対して一連の実験結果をもとに、一つのモデル化を行い、隅角部のせん断耐荷力および横ばりフランジに対してはせん断遅くれの影響を応力集中として考慮した一計算法を示した^{1), 2)}。しかし、この応力集中は実際には円筒の板厚半径比 h_p/r_p 、横ばりフランジ幅と円筒径の比 B/D 、横ばりフランジ厚、横ばり腹板高、さらにダイアフラム剛性（ダイアフラム厚、ダイアフラム穴の大きさ）など種々の幾何学的因子により変化すると考えられるが、こうした計算法においては必ずしも十分にその力学的特性を表わし得るとはいえない。そこで実際の設計に際しては、これら応力集中を含む未知な因子に対しては安全率の中にこれを含ませることによりこうした構造物の安全性を確保している^{注1)}。しかし、このことは最近の構造物の大型化、さらに溶接などの製作面を合わせ考えると必ずしも安全側の設計になっているとはいえなくなってきている。たとえば、円筒柱形ラーメン構造において、その大型化に伴い、現実には4~5mといった大口径の円筒も使用されており、板厚が50mmを越える場合も少なくない。しかし、このように板が厚くなるに従い、溶接の収縮ひずみに対する拘束も大きくなり、また閉鎖空間における溶接作業の困難さから必要な余熱温度がとれないなどの条件があいまって溶接われが生じやすくなる。こうしたことから力学的見地よりみてその採用が可

注1) 円筒の純圧縮に対する座屈応力 σ は円筒の初期不正を考慮して $\sigma = 0.2 E h_p / r_p$ (E : ヤング係数) で計算される（純曲げに対しては純圧縮の場合より20~30%高くなる）。これより円筒柱一般部に対しては安全率を3にとり、円筒の板厚半径比 h_p/r_p を次のように定めている。

	SS 41	SM 50	SM 58
h_p/r_p	1/110	1/80	1/60

これに対し隅角部においては荷重状態が複雑であり、また隅角部に生ずる応力集中の実態が十分に把握できないことから、首都高速道路公団では材質によらず $h_p/r_p \geq 1/40$ ^{14), 15)} としている。

* 正会員 工博 埼玉大学助手 工学部建設基礎工学科

** 正会員 工博 埼玉大学教授 工学部建設基礎工学科

能ならば h_p/r_p の規定をさらに緩和することが望まれている。こうしたことから、まず隅角部における応力集中の実態を明らかにし、また薄肉化することにより生ずるであろう応力集中の増大をできるだけ緩和しうる構造系を模索する必要がある。そこで、筆者らは応力集中の面からダイアフラムによる補強効果、横ばり腹板の円筒内への割り込みの効果について円筒柱形ラーメン隅角部の実験を行い、さらにこうした円筒柱形ラーメン隅角部について力学的にモデル化された基本構造についての考察を行ってきた^{4)~6)}。そして平板と薄肉円筒シェルとが接合したこうした基本構造についての解析を行いその応力集中現象を明らかにした⁶⁾。

本研究では、こうした実験結果に理論的考察を加え、さらに基本構造から得られる数値結果を実験より得られた結果と合わせて計算図表の形に整理した。この計算図表は横ばりが円筒柱の両側から接合する場合にも適用可能である。

2. 実験概要

円筒柱形ラーメン隅角部の構造についてはこれまでに Fig. 1 (a)~(c) に示される構造形式が採用されている。ここで Fig. 1 (b), (c) に示される構造形式は複雑であり、溶接による収縮ひずみに対する拘束も大きく、さらに円筒にわれが生じやすく製作面からはむしろ Fig. 1 (a) の構造形式が望ましい。しかし、Fig. 1 (a) に示される構造形式は Fig. 1 (b), (c) に示されるものより局所的な変形を生じやすく、応力集中度が高いと考えられ、円筒の板厚半径比 h_p/r_p を小さくする場合十分な注意が必要であろう。

本研究では次の点に着目し、Table 1 に示されるような4個の供試体 (I-A, I-B, II-A, II-B) について実験を行った。

- 1) ダイアフラムによる円筒の補強効果 (I-A, I-B)
- 2) 横ばりフランジ幅 B と円筒径 D の比 B/D の変化による隅角部の応力集中度の変化 (I-A, II-A)
- 3) 横ばり腹板の円筒内への割り込みの有無による隅角部応力集中度の変化 (II-A, II-B)
- 4) ラーメン隅角部の、より単純化された力学モデルの検討 (I-A~II-B)

ここで横ばり腹板が円筒内に割り込んだ形式 (II-B) については Fig. 1 (c) に示される構造について実験を行い割り込まないものについては Fig. 1 (a) の構造形式とした。

Fig. 2 は試験体詳細図であり Table 1 にその試験体寸法を示す。ここでダイアフラムにはマンホールを設

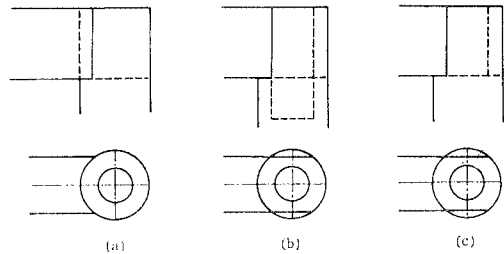


Fig. 1 Structures of Rigid Frame Corner : (a) Type without Cross Beam Web in Cylinder; (b), (c) Type with Cross Beam Webs in Cylinder

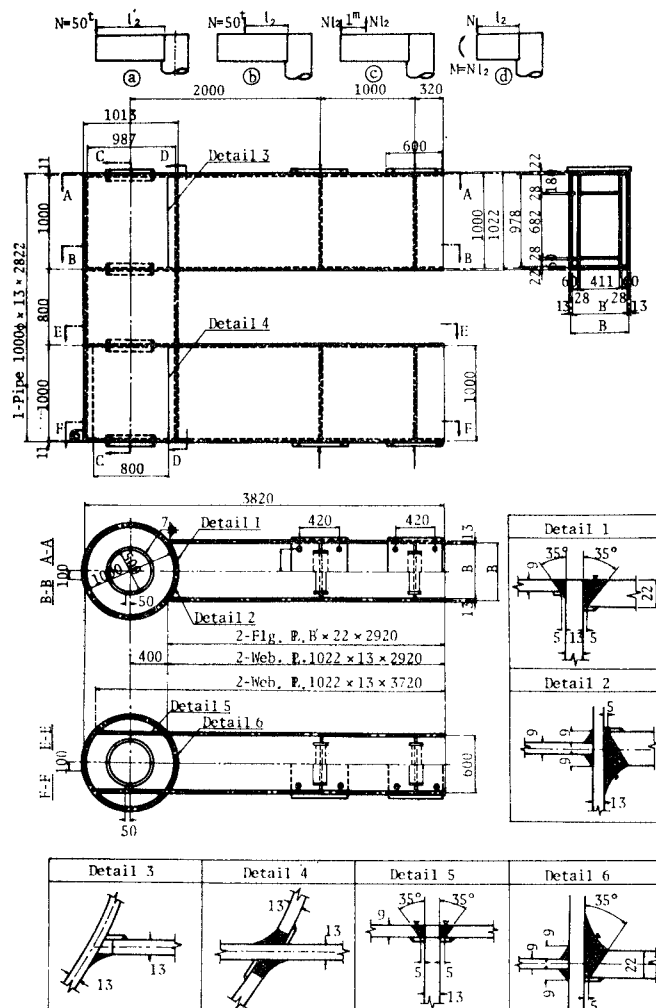


Fig. 2 Test Pieces of Rigid Frame Corner (in mm)

Table 1 Test Pieces (in cm)

Dimension	Type	I-A	I-B	II-A	II-B
Cylindrical Pier Radius r_p		50	50	50	50
Cylindrical Pier Thickness h_p		1.3	1.3	1.3	1.3
h_p/r_p		1/38.5	1/38.5	1/38.5	1/38.5
Box Flange Width B		80	80	60	60
Box Flange Thickness h_s		2.2	2.2	2.2	2.2
Box Web Height h		100	100	100	100
Box Web Thickness h_w		1.3	1.3	1.3	1.3
Diaphragm Thickness h_d		0.9	1.9	0.9	0.9
Stiffening Rib Width f_s		10	10	10	10
Stiffening Rib Thickness h_{st}		0.9	0.9	0.9	0.9
Box Web in Cylindrical Pier		Without	Without	Without	With

け、マンホール内側を補強リングで補強した構造とした。一般に横ばりには、面内および面外の曲げモーメントおよびせん断力、さらに軸力、ねじりモーメントなど種々の荷重が作用するが、Fig. 2 に示されるような面内の曲げモーメントおよびせん断力が横ばりに作用する場合が最も支配的といえよう。

ここで、Fig. 2 ㉔ に示されるように横ばり端に鉛直荷重が作用する場合には、横ばりと円筒柱の接合部において曲げモーメントとせん断力が同時に作用することになる。そこでこれら曲げモーメントとせん断力の影響を分離した形で求めるように Fig. 2 ㉔、㉕ のように内側および外側の 2 か所にて載荷を行った。ただし、 l_2 、 l_2' はそれぞれ内側および外側荷重載荷点から横ばり腹板と円筒との接合部までの距離とする。ここで、Fig. 2 ㉔ は純曲げの状態を表わし、Fig. 2 ㉔ と Fig. 2 ㉕ の差で表わされる。また、Fig. 2 ㉔ は横ばり接合部におけるせん断力の影響を表わし、Fig. 2 ㉔ と Fig. 2 ㉕ の差で表わされる。

3. 実験結果の検討

Fig. 3 は横ばりと円筒との接合部近傍における横ばり軸方向ひずみの分布である。接合部において局部曲げによる大きな応力集中が生じていることがわかる。ただし横ばり軸方向への応力集中度の減衰は早く、横ばり腹板高のおよそ半分の距離において、はり理論から計算した値にほぼ一致している。また、横ばりから円筒への曲げモーメントは大部分、横ばりフランジにより伝達されることがわかる。

Fig. 4 (a) は横ばり腹板と円筒との接合線における、横ばり軸方向ひずみを各試験体について比較したものである。これにより、ダイアフラム剛度、および横ばりフ

ランジ幅 B と円筒径 D の比 B/D の変化により、応力集中度が著しく変化し、最も応力集中度の大きいもの (II-A) については、はり理論から計算された値の 6.8 倍となっている。これに対し、横ばり腹板を円筒内に割り込んだ場合には、横ばりからの曲げ応力が横ばり腹板によっても円筒に伝達されることから、横ばりフランジ部の応力集中度がかなり低下している。しかし、Fig. 4 (a) の実験結果からみて、ダイアフラム剛度を大きくし、またフランジ幅を広げることによっても横ばりフランジ部に生ずる応力集中度はかなり低下させることができよう。

Fig. 4 (b) は横ばりフランジ接合部直下 (測線 ㉔) における円筒軸方向ひずみである。これによれば横ばり腹板を円筒に割り込んだ II-B については I-A、I-B よりも大きな応力集中が生じている。

次に、Fig. 5 (a) は隅角部のせん断応力 τ_{xy} の分布を示す。ここで τ_{xy} は内側フランジと円筒との接合部近傍 (測線 ㉔ と測線 ㉕ の交点) において最大となり、これは横ばり腹板の円筒内への割り込みの有無によらずほぼ同じ大きさとなっている。このことは次のように説明できよう。

横ばりの曲げ応力は横ばりフランジ部のみにより円筒に伝達され (荷重状態: Fig. 5 (b)-(i)), また横ばりのせん断力は横ばり腹板部のみにより円筒に伝達される

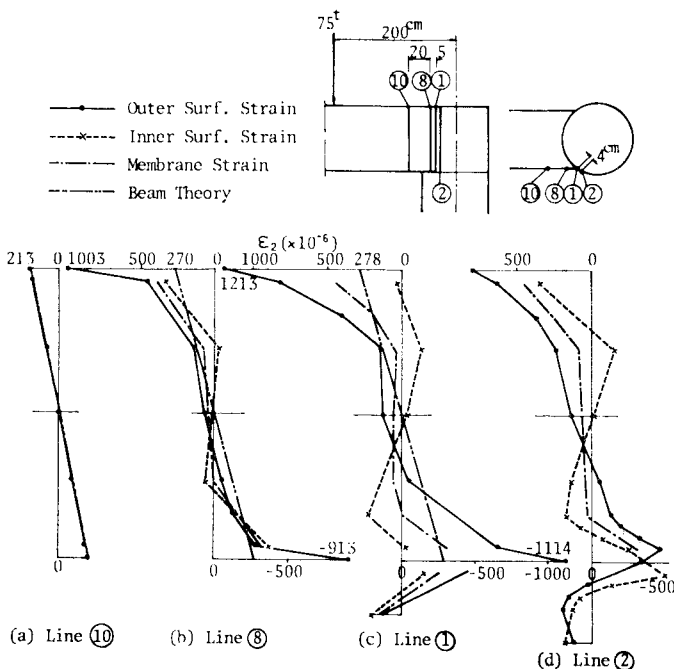


Fig. 3 Strains in Axial Direction of the Cross Beam, ϵ_2 (Line ㉔, ㉕ and Outer Surface Strain of Line ㉖) and Circumferential Strains of Cylindrical Pier, ϵ_2 (Line ㉗ and Inner Surface Strain of Line ㉖) TYPE I-A

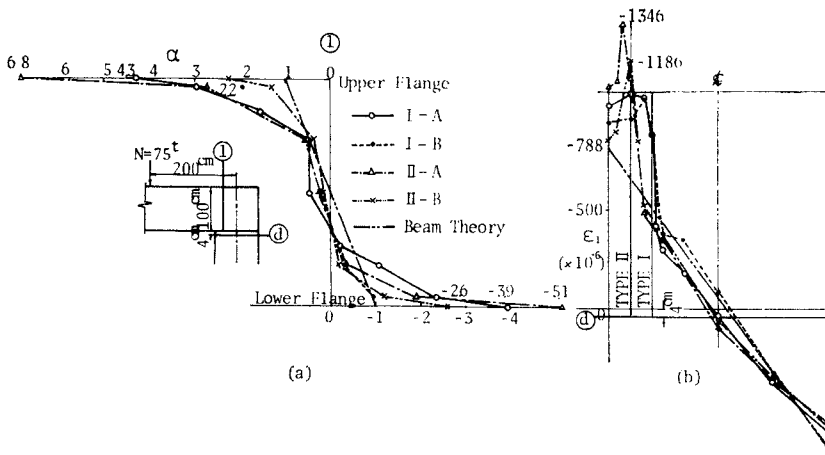


Fig. 4 (a) Rate of Strain Concentration α in Axial Direction of the Cross Beam along Line ① (the Value of Axial Surain in Outer Surface of Cross Beam Calculated from Beam Theory is taken to be 1); (b) Axial Strain ϵ_1 of Cylindrical Pier along Line ④

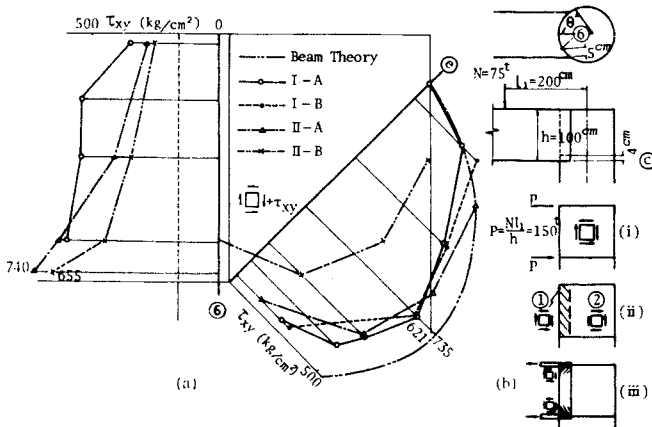


Fig. 5 Distribution of Shearing Stress τ_{xy} of Cylindrical Pier at the Rigid Frame Corners

(荷重状態：Fig. 5 (b)-(ii))とする。この場合、円筒に生ずるせん断応力 τ_{xy} は近似的に Fig. 5 (b) の (i), (ii), (iii) の荷重状態から計算されるせん断応力の和といえよう。ここで荷重状態 (iii) は横ばりフランジと円筒との接合部近傍に生ずる局所的なせん断応力状態を示す。

Fig. 5 (b) に示される領域 ② の部分については、横ばり腹板の割り込みがない場合、I-A、I-B、II-A 供試体について、せん断応力の値はほぼ等しく、Fig. 5 (b)-(i) で示される荷重状態については理論から得られる値

$$\tau_{xy} = P \sin \theta / (\pi r_p h_p), \quad P = Nl_1/h \dots\dots\dots (1)$$

より小さめに出ている。ただし、 N は載荷荷重であり、 l_1 は載荷点から円筒中心軸までの距離、そして h は横ばり腹板高である。また、 θ は円筒頂部から周方向への角度を表わす。ただし、横ばり腹板が円筒内に割り込ん

だ場合、円筒は多室断面になることから領域 ② の部分のせん断応力の値 τ_{xy} は、横ばり腹板が円筒内に割り込まない場合に比べおよそ半分となっている。これに対し、Fig. 5 (b)-(ii) に示される領域 ① の内側フランジ接合部近傍においては、Fig. 5 (b) の (i), (ii), (iii) の荷重状態から生ずるせん断応力の向きが一致することから、最も大きなせん断応力が生ずる。この場合、領域 ① の部分のせん断応力は荷重状態 (i) に対して式 (1) で与えられ、横ばり腹板の円筒内への割り込みの有無によらず、せん断応力の大きさは同じとなる。そこで領域 ① の内側フランジ上部においては領域 ② の部分と異なり、横ばり腹板を円筒内に割り込むことにより、せん断応力を低下させることはできない。結局、隅角部の円筒せん断応力は横ばり腹板の円筒内への割り込みの有無によらず領域 ① の横ばり内側フランジ接合部近傍において最大となり、その値は、式 (1) から計算される最大値とほぼ一致する。

Fig. 6 は横ばり腹板せん断応力について、横ばりに鉛直荷重が作用した場合 (載荷状態 ⑥, ⑦)、純曲げが作用した場合 (⑧) および ⑥ から ⑧ の状態を差し引いた値 (④) について比較したものである。ここで ④ は横ばり腹板接合部のせん断力の影響を表わす。ここで ⑥, ⑧, ④ の状態におけるせん断応力を τ_6, τ_8, τ_4 とすると、

$$\tau_{10} = \tau_6 + \tau_4 \dots\dots\dots (2)$$

の関係にある。 τ_4 は、はり理論から計算されるせん断応力に対応する値であり、鉛直荷重の載荷位置によって変化しない量である。ただし、曲りばりとしての影響が

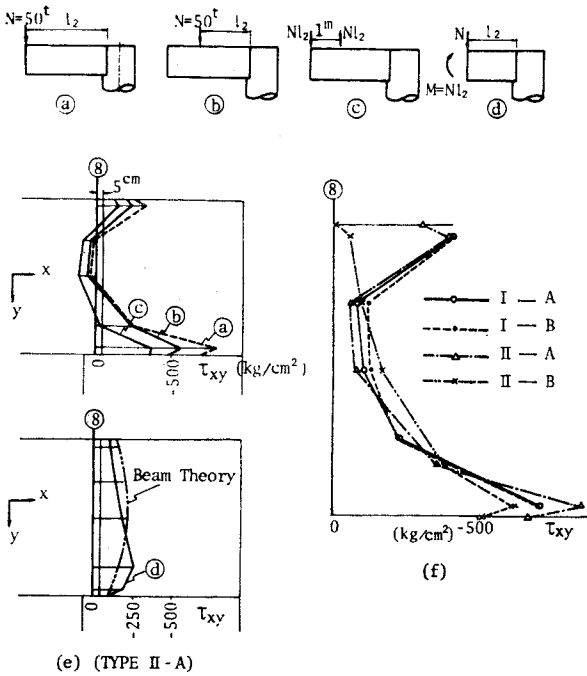


Fig. 6 Shearing Stress of the Web of Cross Beam (Line ⑧)

多少含まれ、内側フランジ部の値がいくぶん大きくなってはいる。しかしその最大値は、はり理論から計算されたせん断応力 τ_b の最大値にほぼ一致している。次に純曲げによるせん断応力 $\tau_{\text{⑧}}$ の最大値については実測値より近似的に $0.8\sigma_b$ で与えられる。ここで σ_b は、横ばりフランジと円筒との接合部におけるはり理論から得られるはりフランジ軸方向応力であり荷重載荷位置によりその大きさが変化する。ただし、 σ_b に対する係数 0.8 については横ばりフランジおよび円筒柱の幾何学的形状により変化する値と考えられるので、 $\alpha\sigma_b$ の形に表わし、この α の値についてはさらに詳細な検討を必要としよう。これより荷重状態 ⑤ において横ばり腹板に生ずるせん断応力の最大値 τ_{max} は、荷重荷重の位置によって変化しない τ_b と載荷位置によって変化する $\alpha\sigma_b$ の和

$$\tau_{\text{max}} = \alpha\sigma_b + \tau_b \dots\dots\dots (3)$$

で与えられる。ここで、Fig. 6 (f) の横ばり接合部における横ばり腹板せん断応力分布で示されるように横ばりフランジ幅、ダイヤフラム剛性および横ばり腹板の円筒内への割り込みの有無によってはそれほど大きな差はないといえよう。

次に円筒柱形ラーメン隅角部においては種々の応力が合成して作用することから相当応力 σ_e について検討する。

$$\sigma_e = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \dots\dots (4)$$

Fig. 7 は II-A 試験体について横ばりの測線 ⑧ において、せん断応力 (τ_{xy})、横ばり軸方向応力 (σ_x)、鉛直方向応力 (σ_y)、および相当応力 (σ_e) を各許容応力で割った τ_{xy}/τ_a , σ_x/σ_a , σ_y/σ_a , $\sigma_e/1.1\sigma_a$ を比較したものである。ここで τ_a , σ_a は許容せん断応力、許容引張応力であり、相当応力については許容引張応力 σ_a を 1 割増した値で割っている。これより横ばりの設計に際しては内側フランジ部に着目すればよいといえよう。ここで腹板についてはせん断応力について照査し、フランジについては、はり軸方向応力についての照査をすればよいといえる。次に Fig. 8 は円筒に対する相当応力分布図であり、これより、横ばり内側フランジ接合部直下の測線 ④ と測線 ⑥ の交点において相当応力は最大となり $\sigma_e = 2305 \text{ kg/cm}^2$ である。また、同じ点において、円筒軸方向応力 $\sigma_y = -2650 \text{ kg/cm}^2$ 、周方向応力 $\sigma_x = -1548 \text{ kg/cm}^2$ 、せん断応力 $\tau_{xy} = -8 \text{ kg/cm}^2$ であり、せん断応力がほとんど零であり、

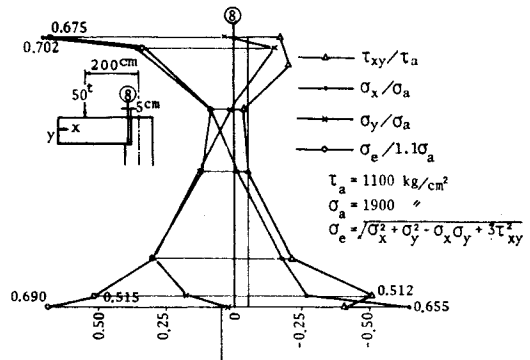


Fig. 7 Comparison of Equivalent Stress σ_e , Shearing Stress τ_{xy} , Axial Stress σ_x and Vertical Stress σ_y of Cross Beam (TYPE II-A)

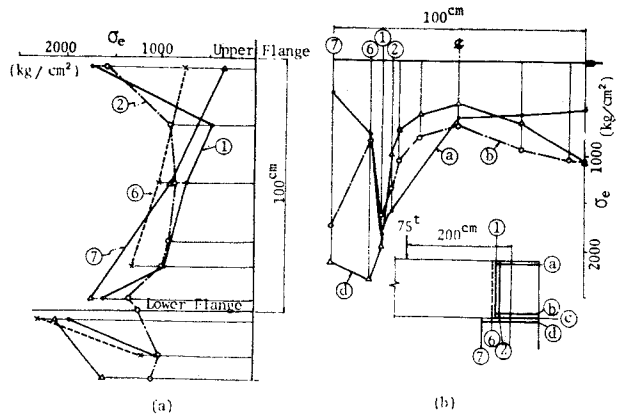


Fig. 8 Comparison of Equivalent Stress σ_e of Cylindrical Pier along (a) Lines ①, ②, ⑥, ⑦ and (b) Lines ④, ⑥, ⑧ (TYPE II-A)

さらに σ_y と σ_x の符号が等しいことから相当応力 σ_e は σ_y の値より小さくなっている。これより円筒についても相当応力に対する検討は必要ないといえよう。

4. 円筒柱形ラーメン隅角部の簡単化された力学モデルについての考察

これまでの考察より、横ばりフランジおよび円筒の応力状態に着目した場合、近似的に、横ばりフランジのみにより、横ばり曲げ応力が円筒に伝達されるとした Fig. 9 (b) のモデル化構造が考えられる。ここで円筒の応力状態のうち σ_x, σ_y は Fig. 9 (c) のように、近似的にはり理論解と横ばりフランジ接合部近傍の局所応力状態の和で表わされると考えられよう。そして外側および内側フランジ接合部近傍に生ずる局所応力については、円筒軸方向への減衰が早く、両者は互いに影響を及ぼし合わないと考えられる (Fig. 10 (b))。さらに円筒については内側フランジ接合部近傍の応力集中に着目すればよい。これより円筒応力は近似的に Fig. 9 (d) に示される荷重状態でのはり理論から計算される応力状態に、Fig. 9 (e) のモデル化した基本構造から計算される局所的な応力を加え合わせるにより表わされると考えられる。

筆者らは、すでに Fig. 9 (e) に示される鋼管継手部基本構造について解析を行い、横ばりフランジ接合部近傍の局所曲げによる大きな応力集中度を精度よく計算し得ることを明らかにした⁸⁾。

以下に、こうしたモデル化された基本構造から計算された値と円筒柱形ラーメン隅角部実験値との比較を示し、モデル化の妥当性について検討する。

ここで Fig. 9 (b), (d), (e) に示される P の値は横ばりフランジの応力を計算する場合には $P=Nl_2/h$ であり、円筒応力を計算する場合には $P=Nl_1/h$ とする。

Fig. 10 (a) は内側フランジ接合線より 4 cm 離れた位置における円筒周方向ひずみの計算値と実験値の比較である。フランジ端部において、横ばり腹板の影響もあり局所曲げが計算値よりいくぶん大きめに出ているが、計算値と実験値は比較的良好に対応しているといえよう。

Fig. 10 (b) は円筒軸方向ひずみであり、計算値は、はり理論解と基本構造から計算さ

れた局所応力を加えたものである。この図より計算値はフランジ接合部において最大値を示しているが、これはフランジの板厚方向の剛性を無視して解析しているためであり、実際には接合線からいくぶん離れた位置で最大値を示すものであり⁸⁾、計算値は実際の値よりいくぶん大きめになっているといえよう。

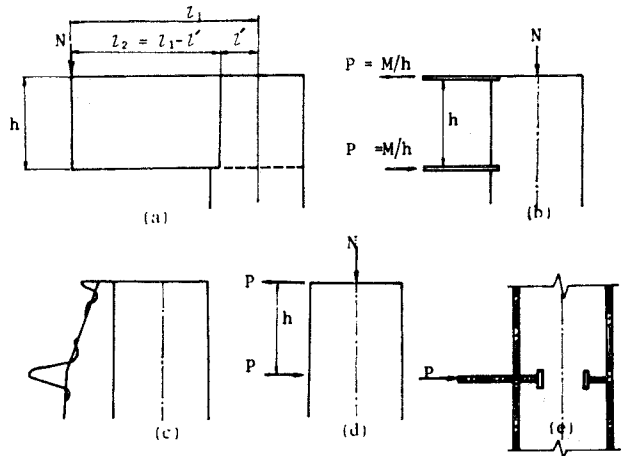


Fig. 9 Simplified Mechanical Structure of the Rigid Frame Corner : (a) Structure of Rigid Frame Corner ; (b) Approximate Mechanical Structure of the Rigid Frame Corner ; (c) Stress States of Cylinder of Approximate Mechanical Structure ; (d) Loading State of Beam having Circular Cross section ; (e) Fundamental Structure used for Analysis. ($M : M=Nl_2$ for Calculation of Flange Stress of Cross Beam, and $M=Nl_1$ for Calculation of Stress of Cylinder)

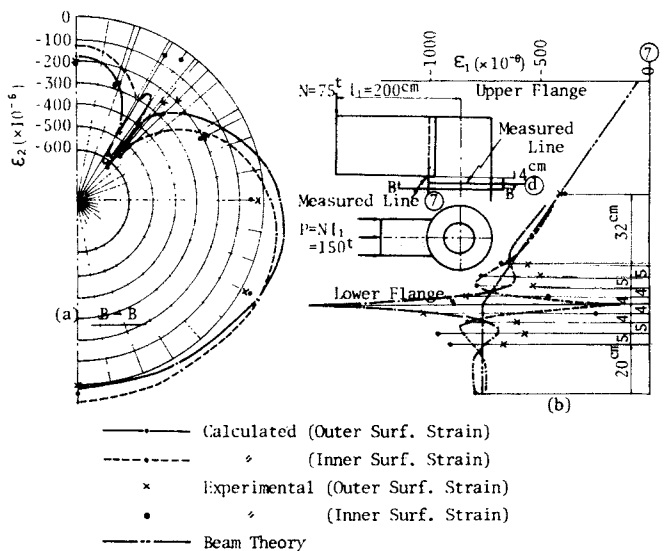


Fig. 10 Comparison of Experimental and Calculated Value (II-A) : (a) Circumferential Strain of Cylindrical Pier ϵ_2 (Line ④) ; (b) Axial Strain of Cylindrical Pier ϵ_1 (Line ⑦)

次に Fig. 11 はダイアフラムの径方向、周方向ひずみおよび補強リング周方向ひずみである。実験結果からダイアフラム径方向ひずみおよび周方向ひずみが最も大きくなるのはそれぞれフランジ端部 ($\theta=36.8^\circ$) および $\theta=90^\circ$ 近傍であり、この部分について基本構造から得られた計算値と実験値は比較的よく一致しているといえ

る。また、補強リングについても同様に計算値と実験値はよく一致している。Fig. 12 は内側フランジのはり軸方向ひずみに対する比較である。この図よりフランジ端部の円筒との接合部近傍において大きな応力集中が生じていることがわかる。ここでモデル化された基本構造による計算結果は、フランジに生ずる応力集中の実態を比較的よく表わしているといえる。

以上より円筒柱と箱形断面ばり有するラーメン隅角部、特に内側フランジ接合部近傍の円筒、ダイアフラムおよび横ばりフランジに生ずる応力集中については上記のモデル化された基本構造に対する解析により比較的よくその実態を表わしうるといえる。

Fig. 13 は試験体 I-A, I-B および II-A のフランジ接合部における円筒周方向表面応力の計算値の比較図であるが、フランジ幅の小さい試験体 II-A については、フランジ端部近傍において著しい応力集中が生じていることがわかる。

以上の考察よりこうした基本構造における応力集中を正確に把握すれば、実際のラーメン隅角部の応力集中の実態をかなりの確に把握でき、さらに隅角部の応力集中を緩和し得るより合理的な設計が可能と考えられる。

5. 計算図表

(1) 横ばりが円筒柱の片側にのみ接合する場合

円筒柱形ラーメン隅角部の円筒、ダイアフラム、補強リングおよび横ばりフランジ応力は Fig. 9 (e) の基本構造から得られた局所応力と Fig. 9 (d) のはり理論の解の和で与えられることが明らかとなった。ここで、この基本構造に対する数値計算から得られた結果を Fig. 14 に示す。これより基本構造に対する円筒軸方向応力 $\bar{\sigma}_1$ 、周方向応力 $\bar{\sigma}_2$ 、および横ばりフランジ応力 $\bar{\sigma}_3$ 、ダイアフラム応力 (径方向応力 $\bar{\sigma}_r$ 、周方向応力 $\bar{\sigma}_\theta$ 、せん断応力 $\bar{\tau}_d$) および補強リング応力 $\bar{\sigma}_{st}$ の値を得ることができる。ここで B/D については実際の製作例から判断してほとんど $0.6 \leq B/D \leq 0.8$ の間にあり、この範囲について計算を行ったが、応力は B/D に対してほとんど直線的に変化する。ただし円筒板厚 h_p 、ダイアフラム板厚 h_d 、フランジ板厚 h_s 、補強リング板厚 h_{st} については $h_p/r_p = h_d/r_p = h_s/r_p =$

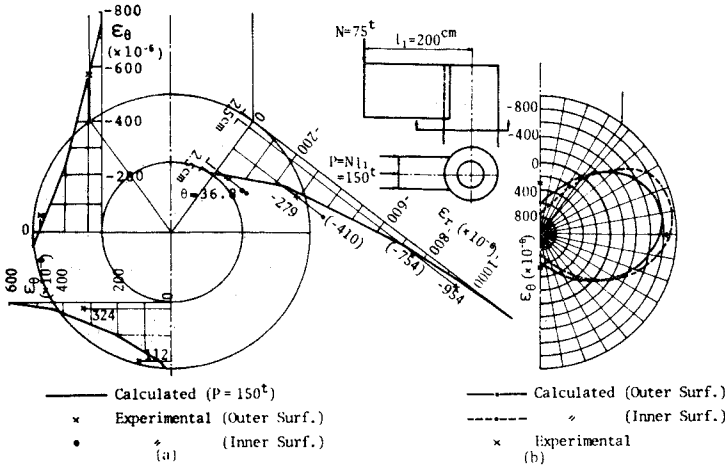


Fig. 11 (a) Radial Strain ϵ_r and Circumferential Strain ϵ_θ of Diaphragm; (b) Circumferential Strain ϵ_θ of Stiffening Ring.....(II-A)

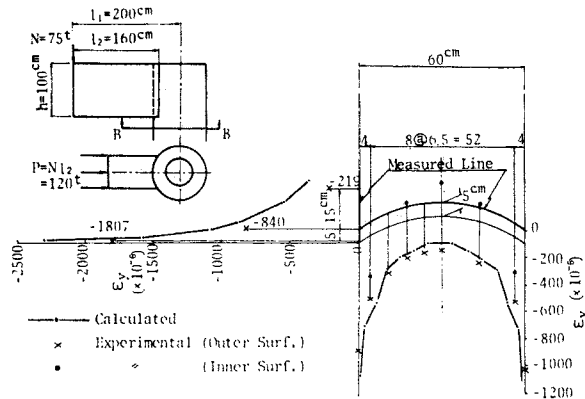


Fig. 12 Comparison of Calculated and Experimental Value of the Axial Strain of the Flange of Beam (II-A)

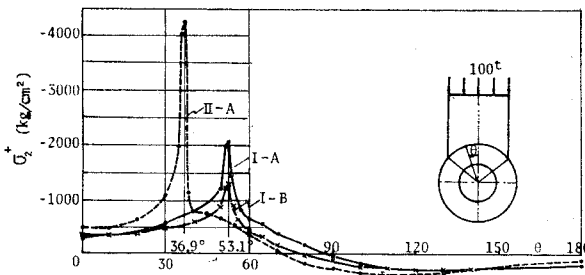


Fig. 13 Variation of Circumferential Strains σ_θ of Cylindrical Pier on Junction Line by Variation of Flange Width and Thickness of Diaphragm

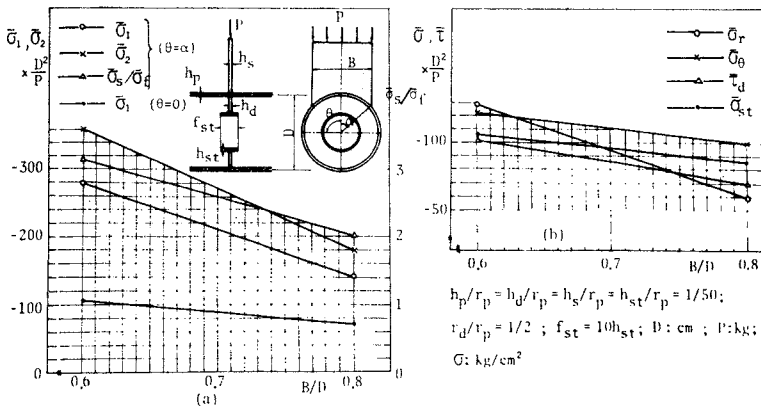


Fig. 14 Stress of Fundamental Structure : (a) Axial Stress ($\bar{\sigma}_1$), Circumferential Stress ($\bar{\sigma}_2$) of the Cylindrical Pier, and Stress of Cross Beam Flange ($\bar{\sigma}_3$); ($\bar{\sigma}_3 = P/(B \cdot h_s)$); (b) Radial Stress ($\bar{\sigma}_r$), Circumferential Stress ($\bar{\sigma}_e$) and Shearing Stress ($\bar{\tau}_e$) of Diaphragm, and Circumferential Stress of Stiffening Ring ($\bar{\sigma}_{st}$)

$h_{st}/r_p = 1/50$ とし、またダイアフラム穴の大きさについてはダイアフラム半径 (r_d) が円筒半径 (r_p) の 1/2 以下になると円筒の応力集中度がほぼ一定値に近づくことから $r_d/r_p = 1/2$ として計算した。また補強リング幅 f_{st} については $f_{st} = 10h_{st}$ として計算した。これ以外の断面諸量を用いる場合には Fig. 15 (a)~(e) で示さ

れる補正係数を Fig. 14 から得られた基本構造応力 $\bar{\sigma}$ に乗ずることによりその値を得ることができる。ここで Fig. 15 (a)~(e) は $B/D=0.8$, $r_d/r_p = 0.5$, $h_{st}/r_p = 1/50$, $f_{st} = 10h_{st}$ を一定量とし $h_p/r_p, h_d/r_p, h_s/r_p$ を横座標にとり、縦座標に応力補正係数をとっている。ここで応力補正係数は $h_p/r_p, h_d/r_p, h_s/r_p$ がそれぞれ 1/50 のときのフランジ応力、円筒応力、ダイアフラム応力および補強リング応力を 1 としたものであり、たとえば $\alpha_{sp}, \alpha_{sd}, \alpha_{ss}$ はそれぞれ $h_p/r_p, h_d/r_p, h_s/r_p$ を変化させた場合のフランジ応力補正係数である。同様に $\alpha_{pp}, \alpha_{pd}, \alpha_{ps}$ は円筒軸方向および周方向応力補正係数、 $\alpha_{rp}, \alpha_{rd}, \alpha_{rs}$ はダイアフラム径方向応力補正係数、 $\alpha_{tp}, \alpha_{td}, \alpha_{ts}$ はダイアフラムせん断応力補正係数、そして $\alpha_{\theta p}, \alpha_{\theta d}, \alpha_{\theta s}$ はダイアフラム周方向および補強リング応力補正係数を表わす。ここで $B/D=0.8$ の場合についてのみ示したが、

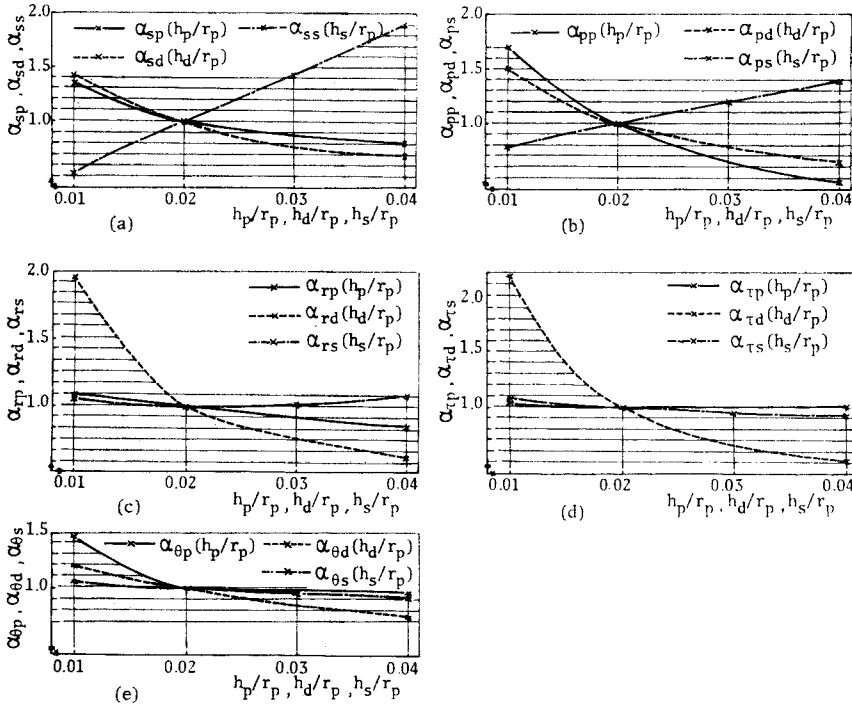


Fig. 15 Stress Adjustment Coefficient : (a) Adjustment Coefficient for Flange of Cross Beam : $\alpha_{sp}, \alpha_{sd}, \alpha_{ss}$; (b) For Axial and Circumferential Stress of Cylindrical Pier : $\alpha_{pp}, \alpha_{pd}, \alpha_{ps}$; (c) For Radial Stress of Diaphragm : $\alpha_{rp}, \alpha_{rd}, \alpha_{rs}$; (d) For Shearing Stress of Diaphragm : $\alpha_{tp}, \alpha_{td}, \alpha_{ts}$; (e) For Circumferential Stress of Diaphragm and Stiffening Ring : $\alpha_{\theta p}, \alpha_{\theta d}, \alpha_{\theta s}$

$B/D=0.6$ の場合についてもほぼ同様の応力補正係数が得られ、これより Fig. 15 は B/D によらず Fig. 14 (a), (b) の応力補正係数として用いることができる。

これらの計算図表より与えられる応力およびそれに対する補正係数、および実験結果から得られた近似式を用いることにより円筒柱形ラーメン隅角部の応力計算は以下のようなになる。

$$\text{横ばり腹板せん断応力: } \tau_w = \alpha \sigma_b + \tau_b$$

$$\text{横ばりフランジ応力: } \sigma_s = \bar{\sigma}_s \times \alpha_{s_p} \times \alpha_{s_d} \times \alpha_{s_s}$$

$$\text{円筒軸方向応力: } \sigma_1 = \bar{\sigma}_1 \times \alpha_{p_p} \times \alpha_{p_d} \times \alpha_{p_s} \times \sigma_p$$

$$\text{円筒周方向応力: } \sigma_2 = \bar{\sigma}_2 \times \alpha_{p_p} \times \alpha_{p_d} \times \alpha_{p_s}$$

$$\text{円筒せん断応力: } \tau_p = \tau_p$$

$$\text{ダイアフラム径方向応力: } \sigma_r = \bar{\sigma}_r \times \alpha_{r_p} \times \alpha_{r_d} \times \alpha_{r_s}$$

$$\text{ダイアフラム周方向応力: } \sigma_\theta = \bar{\sigma}_\theta \times \alpha_{\theta_p} \times \alpha_{\theta_d} \times \alpha_{\theta_s}$$

$$\text{ダイアフラムせん断応力: } \tau_d = \bar{\tau}_d \times \alpha_{r_p} \times \alpha_{r_d} \times \alpha_{r_s}$$

$$\text{補強リング周方向応力: } \sigma_{st} = \bar{\sigma}_{st} \times \alpha_{\theta_p} \times \alpha_{\theta_d} \times \alpha_{\theta_s}$$

ただし、 σ_b は横ばり腹板が円筒に接合する位置でのフランジ面における、はり理論から得られるはり軸方向応力であり、 τ_b は接合部における横ばり腹板中央でのはり理論によるせん断応力である。また σ_p , τ_p は、それぞれはり理論による円筒柱の軸方向応力および式 (1) により計算されるせん断応力である。ただし、円筒軸方向応力 σ_1 については、はり理論の解 $|\sigma_p|$ は $\theta=0$ において最大となるが基本構造応力 $|\bar{\sigma}_1|$ は荷重板端部 $\theta=\alpha$ において最大となる。これより $\theta=0$ 、および $\theta=\alpha$ の 2 か所において円筒軸方向応力 σ_1 を検証する必要がある。

これより円筒柱形ラーメン隅角部の応力状態を求めることができるが、これを用いて実際に施工された構造の応力照査を行ってみるとダイアフラム板厚については比較的薄いものが使用されている場合が多い。また、横ばり腹板厚についても薄すぎる傾向にある。さらに横ばりフランジ直応力についても許容応力を超過しているものが多く見受けられるが、円筒柱については円筒の板厚半径比について $h_p/r_p \geq 1/40$ の規定があり、これにより応力に相当余裕をもって設計されている。

(2) 横ばりが円筒柱の両側に接合する場合

a) 計算図表の用い方

Fig. 16 (a) に示されるように、横ばりが円筒柱の両側に接合する構造の場合、局所的な応力集中を求めるために、片側のみ横ばりが接合する場合と同様にこれを Fig. 16 (b) に示されるようにモデル化し、さらに内側フランジ部に着目して Fig. 16 (c) のような基本構造を考える。これは Fig. 16 (d) の (i) および (ii) の状態を加え合わせたものと同等であるが、さらにこれを近似的に Fig. 16 (d') の (i) および (ii) の状態として

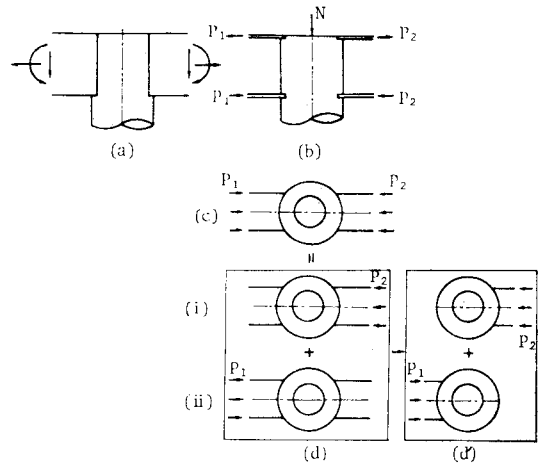


Fig. 16 Cylindrical Pier Joined at Both Sides with Cross Beam

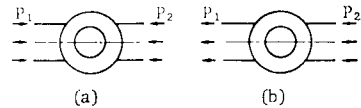


Fig. 17 Directions of Flange Stress

表わす。これは応力集中の最大値にのみ着目して考えればそれほど大きな誤差にはならないといえる。たとえば Fig. 18 (a) および (b) に示される円筒軸方向応力および円筒周方向応力のフランジ接合部における応力分布をみた場合、応力のピークはフランジ端部 $\theta=36.8^\circ$ の近傍に生じ、 $143.2^\circ \leq \theta \leq 180^\circ$ (反対側のフランジ接合部) の応力値はピーク値のせいぜい 8~10% にすぎない。このことから反対側にフランジが接合していた場合において、それを無視して解析してもピーク値の値はそれほど大きな誤差を生じないといえよう。このことから円筒軸方向および周方向応力については Fig. 17 (a), (b) いずれの場合においても P_1, P_2 のうちの大きい方で計算すればよいといえる。同様なことがダイアフラムの径方向応力 σ_r (Fig. 18 (c)) についてもいえる。これに対し、ダイアフラムせん断応力 τ_d (Fig. 18 (d)), ダイアフラム周方向応力 σ_θ (Fig. 18 (e)) は補強リングが接合するダイアフラム内側境界においてピークが生じ、 τ_d については $\theta=40^\circ$ 近傍、そして σ_θ については $\theta=90^\circ$ 近傍においてピークを生じている。また、 τ_d の分布曲線は $\sin \theta$ 、そして σ_θ の分布曲線は $\cos \theta$ に近くなっている。このことから τ_d については Fig. 17 (a) の場合 P_1 および P_2 の大きい方で計算し、Fig. 17 (b) の場合 P_1+P_2 で計算する。これに対し、 σ_θ については Fig. 17 (a) の場合 P_1+P_2 で計算し、Fig. 17 (b) の場合 P_1 および P_2 のうち大きい方の荷重で計算すればよい。補強リング周方向応力 σ_{st} については

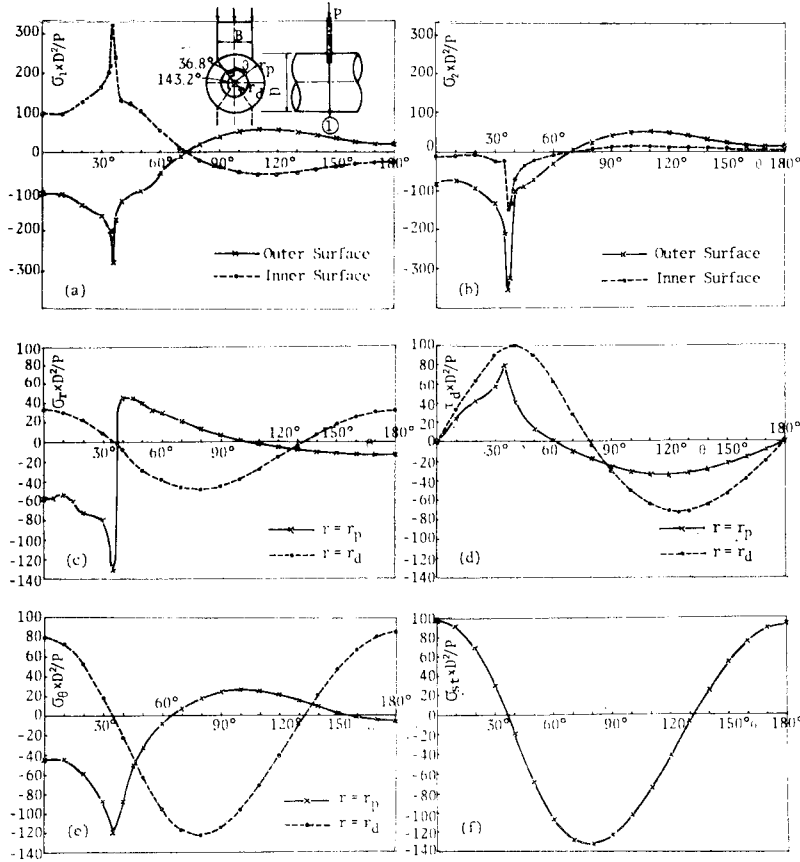


Fig. 18 Stress Distribution at Junction of Flange and Cylindrical Pier ($B/D=0.6$): (a) Axial Stress of Cylinder σ_1 ; (b) Circumferential Stress of Cylinder σ_2 ; (c) Radial Stress of Diaphragm σ_r ; (d) Shearing Stress of Diaphragm τ_d ; (e) Circumferential Stress of Diaphragm σ_θ ; (f) Stress of Stiffening Ring σ_{st}

ダイアフラム周方向応力 σ_θ と同様である。

b) 実験による検証

横ばりが円筒柱の両側に接合する場合について、**Fig. 16 (b)** のようなモデル化を考え、これを近似的に **Fig. 16 (d')** の応力状態 (i) および (ii) の和で表わした。

これにより横ばりが円筒柱の片側のみ接合した場合について得た **Fig. 14 (a), (b)** を用いることができる。こうした近似的な計算方法を検証する目的から、**Fig. 19 (a)** に示されるような試験体により、円筒の両側にフランジが接合した場合の実験を行い、これを **Fig. 16 (d')** の状態についての理論解析結果と比較した。**Fig. 19 (b)** はフランジ接合線における円筒周方向ひずみであり、**Fig. 19 (c)** はダイアフラム内側境界線に沿ってのダイアフラム周

方向ひずみ分布である。ここでダイアフラム周方向ひずみ分布については、こうした近似的な求め方でほぼ十分な一致がみられる。これに対し円筒周方向ひずみについてはピーク値においておよそ 20% ほどの差がみられるが、全体的にはその傾向はほぼ一致しており、こうした

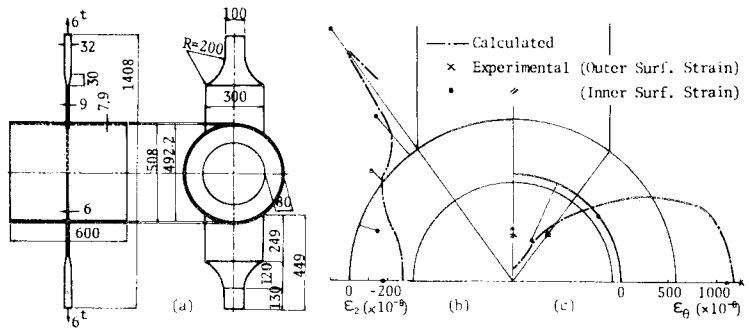


Fig. 19 Cylindrical Shell Joined at Both Sides with Plates: (a) Test Piece; (b) Circumferential Strain of Cylinder ϵ_2 ; (c) Circumferential Strain ϵ_θ of Diaphragm

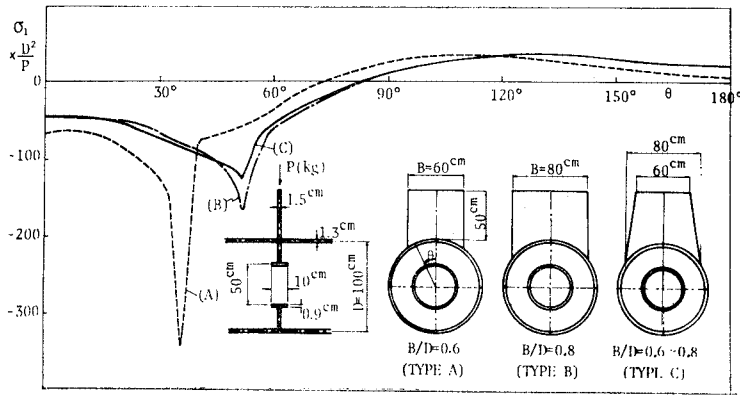


Fig. 20 Circumferential Stress of Cylinder σ_1 with Variable Width and Shape of Cross Beam Flange

近似解析法でほぼよいといえよう。

6. フランジ幅を変化させた場合

これまではフランジ幅を横ばり軸方向について一定として解析を行い、これに基づいて計算図表を作成した。しかしフランジ幅が小さくなることにより隅角部の応力集中度は著しく増大する。そこでフランジ幅が狭い場合には、これを円筒柱との接合部で幅を広げて接合すれば応力集中を緩和することができよう。これを示すため、Fig. 20 においてフランジ幅と円筒径の比 $B/D=0.6$ (A) および $B/D=0.8$ (B), さらにフランジ上辺において $B/D=0.6$, そして円筒との接合部において $B/D=0.8$ になるようにすりつけた構造 (C) について周方向応力の比較を行った。これより (C) の構造においては $B/D=0.6$ のものより応力集中が小さくなっているのはもちろんであるが $B/D=0.8$ の構造の応力集中より小さくなっている。このように荷重板形状が応力集中に及ぼす影響についても考慮することにより、ラーメン隅角部の応力集中はかなりの程度まで緩和することができ、Fig. 16 (a) に示すような面内力が支配的な場合の円筒柱形ラーメン隅角部においては、横ばり腹板を円筒内に割り込む必要はないといえよう。

7. 結 語

円筒柱形ラーメン隅角部についての実験および理論的考察を行い次の結果を得た。

(1) 横ばりと円筒との接合部における横ばり腹板のせん断応力の最大値は近似的に式 (3) により、はり理論から計算される横ばりフランジの曲げ応力度と横ばり腹板のせん断応力度の和の形で与えられる。

(2) 円筒のせん断応力については Fig. 9 (d) の載

荷状態について、はり理論により計算すればよい。ここで横ばり腹板を円筒内に割り込んだ場合に対してもせん断応力の最大値は割り込みのないものとほとんど同じ程度になることに注意する必要がある。

(3) 横ばりフランジおよび円筒の応力集中は横ばりの内側フランジ接合部近傍で最も大きく、この大きさは横ばりフランジ幅、ダイヤフラム剛度により大きく変化する。

これについては Fig. 9 (e) に示されるフランジ部のみが円筒に接合したモデル化した構造について局所

的な応力を求め、これを Fig. 9 (d) の載荷状態についてのはり理論解に加えればよい。ここで横ばり腹板を円筒内に割り込んだ場合、フランジ軸方向応力は 50% ほど低下しているが、ダイヤフラムを厚くし、フランジ幅を大きくすることによっても相当、応力集中が緩和されており、設計に際してこうした点を配慮することにより腹板を円筒内に割り込んだのと同程度あるいはそれ以上の効果を期待することができよう。ところで、円筒応力については内側フランジ接合部直下が最も応力集中が大きいが、横ばり腹板を円筒内に割り込んだ場合についても割り込まない場合に対して応力集中の低下はそれほど大きくなく、むしろダイヤフラム剛度およびフランジ幅を大きくすることによる応力集中の低下の方が大きい。これより、横ばり腹板を円筒内に割り込んだ構造は製作の困難さに比してそれほど力学的にすぐれた構造形式とはいえない。ただし大きな面外曲げが作用するような場合には腹板がフランジとしての作用をすることから円筒内への腹板の割り込みは有効となる。

本報告は円筒柱形ラーメン隅角部に面内鉛直荷重が作用する場合について、隅角部に生ずる応力集中に着目して考察し、これを簡単なモデルに置き換えて計算しうることを示し、計算図表の形にまとめた。この計算図表は横ばりが円筒柱の両側から接合する場合にも適用することができる。

円筒の板厚半径比に対する規定 $h_p/r_p \geq 1/40$ については、これを $1/50 \sim 1/60$ まで緩和しうるかどうかについては、こうした板厚半径比を有する円筒柱形ラーメンについて応力集中と耐荷力との関係、さらに、座屈などについての十分な考察に基づいて決定されるべきものと考えられるが、本報告の計算法について隅角部の応力状態をある程度正確に把握でき、これによりできるだけ応力集中を緩和しうる構造寸法を選ぶことが可能である。

参 考 文 献

- 1) 奥村敏恵・前田邦夫・石沢成夫：最近におけるラーメン構造の隅角部——円柱と矩形ばりの組合せ——土木学会誌, pp. 76~82, 1964.11.
- 2) 奥村敏恵・石沢成夫：薄肉構造ラーメン隅角部の応力計算について, 土木学会論文報告集, No. 158, pp. 1~8, 1968.5.
- 3) 奥村敏恵・村上永一・秋山成興：鋼管継手部の格点強度の評価方法, 土木学会誌, pp. 14~22.
- 4) 奥村敏恵・秋山成興・浜島良吉：ラーメン隅角部の応力集中に関する実験的研究, 東京大学工学部附属総合試験所年報, No. 29, pp. 19~24, 1970.
- 5) 奥村敏恵・西野裕次郎・浜島良吉：円柱と箱形断面横梁との接合部における応力集中に関する研究, 第27回土木学会年次学術講演会概要集, pp. 691~694, 1972.10.
- 6) 奥村敏恵・浜島良吉：円筒柱形ラーメン隅角部の応力集中に関する実験的研究, 埼玉大学工学部建設工学研究報告, Vol. 7, pp. 23~53, 1977.
- 7) 浜島良吉：任意静荷重が作用する場合の薄肉円筒シェルの一解析法, 土木学会論文報告集, No. 245, pp. 1~6, 1976.1.
- 8) 浜島良吉・奥村敏恵：平板と薄肉円筒シェルとの接合部における応力集中とその解析, 土木学会論文報告集, No. 279, pp. 15~28, 1978.11.
- 9) 浜島良吉：薄肉円筒シェルと平板との接合問題に関する一考察, 学位論文(東京大学), 1976.
- 10) 久光脩文・坂本 傑：鋼管柱接合部の強度剛性に関する研究——パネルゾーンでのせん断力に対する補強法の検討——日本建築学会論文報告集, 第168号, pp. 69~76, 昭和45-2.
- 11) 石沢成夫：高架構造の柱はり接合部の耐力に関する研究, 学位論文(東京大学), 1970.
- 12) 加藤 勉：水平力をうける剛接ラーメンの柱梁接合部(パネルゾーン)の設計式について, JSSC, Vol. 5, No. 44, pp. 40~44, 1969.
- 13) 黒羽啓明・久光脩文・坂本 傑：鋼管柱接合部の強度剛性に関する研究(接合部におけるスチフナーリングの弾塑性性状), 日本建築学会論文報告集, 第132号, pp. 17~24, 昭和42-2.
- 14) 日本鋼構造協会：鋼管構造デザインマニュアル.
- 15) 首都高速道路公団：鋼構造物設計基準, 昭和44.
- 16) 田口武一・笹川 明・箕島伸男：鋼管柱・はり接合部の強度剛性に関する研究(その5)——柱・はりの材軸線が一致しない場合の接合部パネルゾーンについて, 日本建築学会論文報告集, 第231号, pp. 51~60, 昭和50-5.

(1978.12.28・受付)