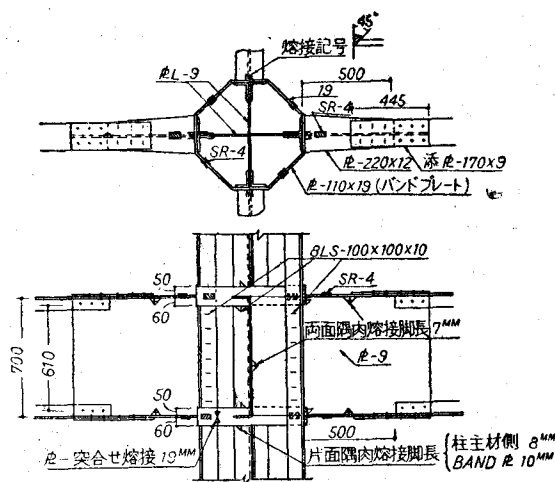


鉄骨鉄筋コンクリート構造の 耐力に関する実験研究

日建設計工務株式会社 塚本 猛次 多田 英之
日立造船株式会社 工博 木下 昌雄 西牧 興

§ 1. まえがき

建築に於ける鉄骨鉄筋コンクリート構造で部材断面を決定する上に最も重要なことの一つは梁柱の接合部の処理如何にあると思ふ、一般的な傾向として鉄骨鉄筋コンクリートの場合柱、梁の接合部に鋼材が集中してコンクリートの協力を十分に期待出来ない状態に立至ることが多い様である。此の点に関し、Mビルの設計に当り Fig. 1. の如き鉄骨結合部を考案したので、此の考案を大供試体の破壊実験に依つて、検討すると同時に、鉄骨鉄筋コンクリート構造の内部機構に対して幾分でも解明の資を得たいといふのが本実験の主旨である。



§ 2. 供試体について

実験の主眼が実大の破壊にあるので実施設計の最も標準的な3階部分の節点を取り出し、下記の如く、3種類(各2個)に分類した。

1) A型-鉛直荷重時用、実物

大、鉄骨鉄筋コンクリート、重量約1.5TON.

2) a型-鉛直荷重時用、A型鉄骨コンクリート部分を $\frac{1}{2}$ に縮少、(鉄筋なし) 1.5TON

3) b型-水平荷重時用、 $\frac{1}{2}$ 縮少、X型で鉄骨コンクリート(柱のみ鉄筋で補強) 1.5TON

Fig. 2.3.4.にA型供試体の概要と実験の様子を示す。鉄筋は異形である。

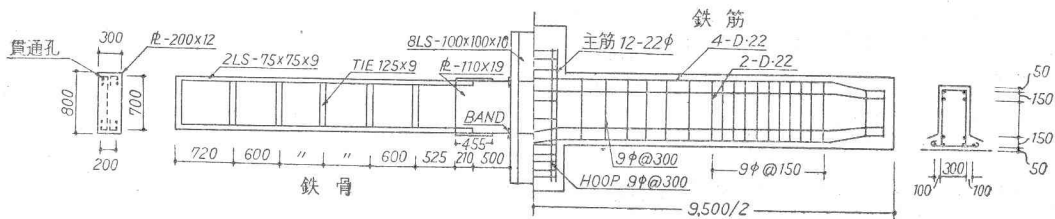
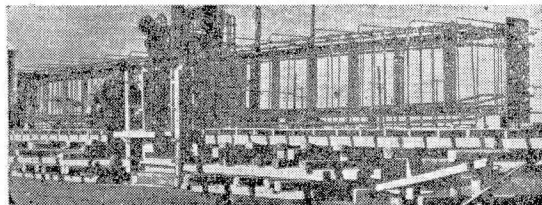
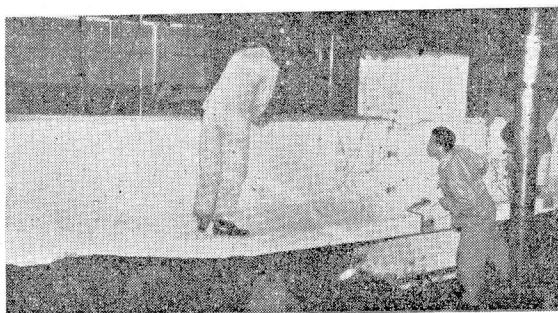


Fig. 2. A型供試体設計図



N Fig 3



N Fig 4

§ 3. 測定装置について

(1) 試験機 実験に当つて

は日立造船技術研究所の
構造物試験用250T.
圧縮及び曲げ試験機を使
用した。試験機の概要を

Table 2. に示す。

(2) 計測装置並びに方法

ひずみの測定にはすべ
て電気抵抗線ひずみ計を
用いた。本実験のひずみ
計について最も意を用い
たのは鉄筋及び鉄骨部に

Table 1 材料試験表

鋼 材	E Kg/mm ²	降伏点 Kg/mm ²	最大応力 Kg/mm ²	破断応力 Kg/mm ²	伸 率 %
バンド用-19	19,500	25.7	41.7	31.0	34.30
梁アングル	19,100	29.5	45.3	36.2	30.83
ウエブ	20,350	26.1	51.2	37.8	27.25
鉄 筋	20,467	35.2	44.6	37.8	36.85
コンクリート	破断応力	弾 性 係 数		1:478:295	
打 込 後	Kg/cm ²	低荷重	平均	水 比 0.57	
38日	177.0	220.2	204.5	スランプ 19	

Table 2 試験機概要

試 験 機 要 目	供試模型許容方法
形 式 立形単筒油圧式	曲 け 供 試 模 型
最大荷重 250t	支点間 長さ 7600
最大油圧 200Kg/cm ²	断面方法 2500x2500
ラム行程 450mm	平板形圧縮 有効高さ 2500
全 高 約 8500 mm	供試模型 巾 2500
全 長 8000 mm	角形圧縮 有効高さ 2500
全 巾 4000 mm	供試模型 断面方法 1000x1000
製作所 Schlegmann社	

おけるゲーヂの防禦処置である。即ち2mm厚の
アクリライト板を用いてFig 5の如きプロテ
クターを作成し、ゲーヂ貼付后、囲枠をゲー
ヂを中心として、鋼材面に貼布し、これらゲー
ヂ及び囲枠接着材が充分乾燥したのちに、囲枠内
に白色ワセリンをとかし込んでゲーヂを充分保
護した後、ビニールコードを囲枠溝内にはさん
で上蓋を囲枠上面に接着した。接着剤としては

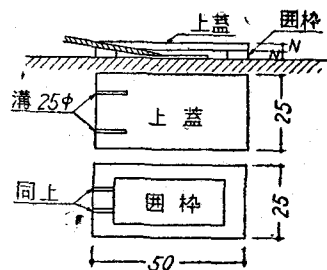


Fig. 5

アラルダイト#101を使用した。更に接着操作の困難であつた場所にはプロテクター全
面にわたつてゴム系接着剤ブライオボンドを塗布して防水の完全を期した。以上の如くブ
ロテクター白色ワセリン及びブライオボンドと二段ないし三段の防水、防禦処置を行つて
実験の万全を期したのであるがこの結果は何れも良好であつて各ゲーヂの絶縁抵抗値は極
く少数のものを除いて何れも1000MΩ以上の値を保つことが出来た、尚計測点数はA₂
型でダイヤルゲーヂ20点、ストレインゲーヂは鉄骨35点、鉄筋44点、コンクリート
24点計98点であつた。

計測装置としては指示計はボールドウィン社製SR-4タイプ「L」ポータブルストレ
インインジケーター1台、平衡電橋は日立造船技術研究所製の動的及び静的応力測定用20
素成交流電橋4台を使用した。

§ 4. 測定結果について

- (1) きれつ及びたわみ、前述の如く供試体はA, a, bの三種類であるが以下A型について述
べることにする。

荷重階は概略1ton きざみでA型については支点反力Qで考へて0→1.2ton(19
Kg/cm²)→0→2.1ton(33Kg/cm²)→0→4.1ton(65Kg/cm²)でありFig 5 ~
Fig 7 の亀裂写真に記入されてある数字は試験機圧力ゲーヂの読み(Kg/cm²)である。
但し、 $P(Kg/cm^2) \times 0.628 = Q(TON)$ となつている。

尚Q=1.2ton, 2.1tonはA型に於ては自重を考慮した場合は略概の長期設計用荷重
及び短期設計用荷重となつている。

初きれつは長期設計荷重の $\frac{1}{9}$ 程度の荷重で発見され短期設計荷重になつてスパンの中央
 $\frac{1}{5}$ 位で6,7本のきれつが見られ長さは梁丈の $\frac{1}{2}$ 位まで成長した。スラブ上端のきれつは
梁と直方向に平行に入つている。

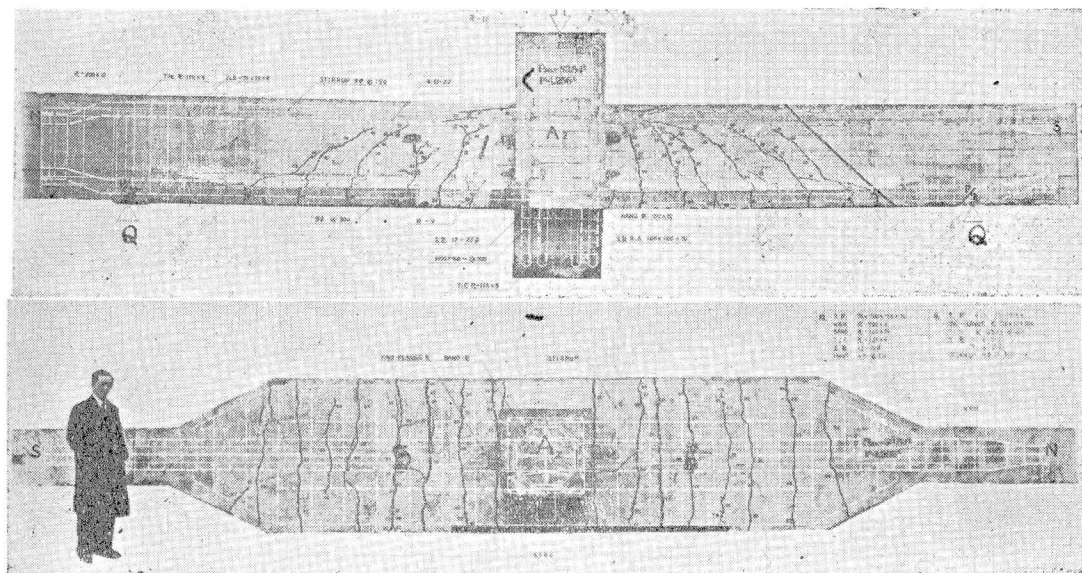


Fig. 6. A型最終時亀裂

ダイヤルゲージによる測定は破壊時までの測定を続けず図表にあらわれている如き荷重階を限界としてダイヤルゲージを撤去、以後のたわみは望遠鏡を用いてその変形量を測定した。

図表の中に弾性剛性、断面計算剛性と云う理論線を記入してあるが自重の影響をも考慮し、外力による場合と同様に表現した。又、剛材量の変化、柱の部分をも入れて変断面材としての梁を考え理論線を計算してある。

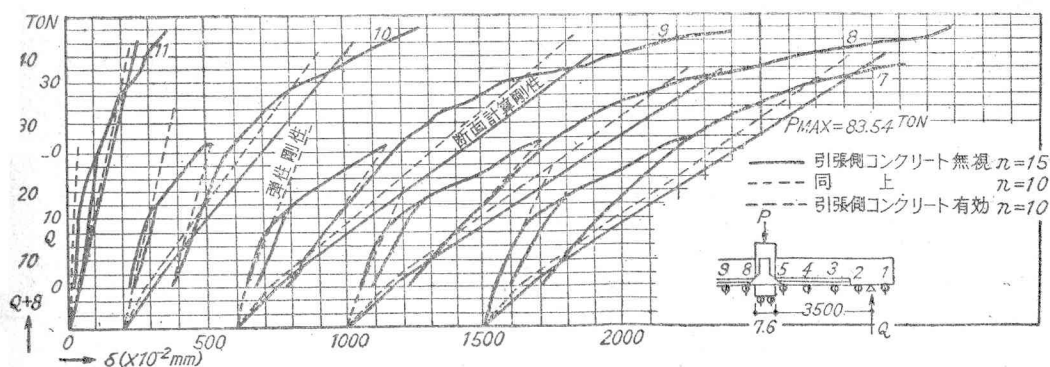


Fig. 7 荷重たわみ曲線

(2) ひづみ、供試体は A_1 (予備実験用)、 A_2 (本実験用) の 2 個であるが細部は全く同一であり、 A_1 においては主として設計耐力と実験値との関係、 A_2 においてはバンドプレート (新考案接合部をこの様に名付けた) の有効率、鉄筋、鉄骨の協力状態、ひづみ面の様子等をしらべる事を主眼とした。このため $SR-4$ は主として A_2 に数多く使用している。尚又 A_1 と A_2 とは殆んど大差のない実測値を示しているので本報告においては A_2 について述べる。

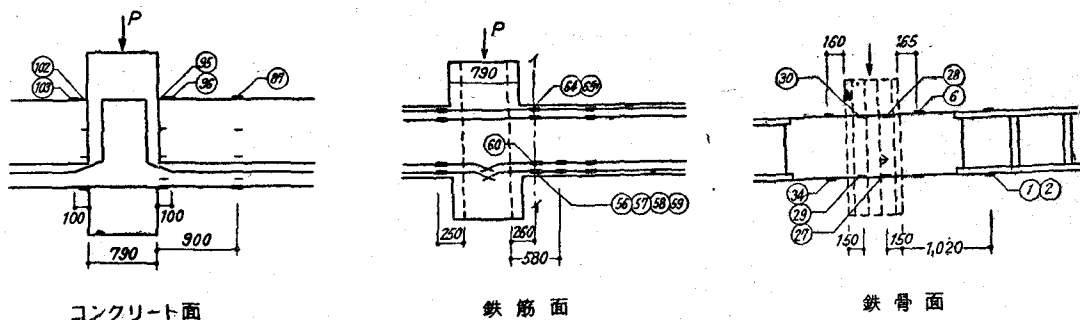


Fig. 8 測定点番号系

各ゲージの総数は前述の通りであるが Fig. 8 にその代表的な測定点の位置、Fig. 9, 10, 11. にそれらの点の荷重-ひづみ曲線を描く、図中一本の線に二つの測定点番号を附せるものは同一平面上の (支点からの距離も等しい) 二点の測定値の平均値の意味であつて各個は非常によく似た変化を示している。尚図中縦軸の P は試験機の読み (kg/CM^2) 横軸 ϵ はひづみ度 ($\times 10^{-6}$) を示す

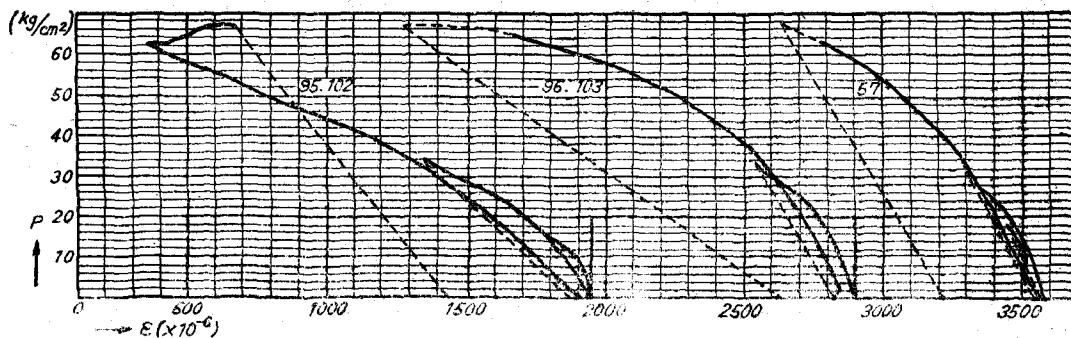


Fig. 9 コンクリート面 $P-E$ 線

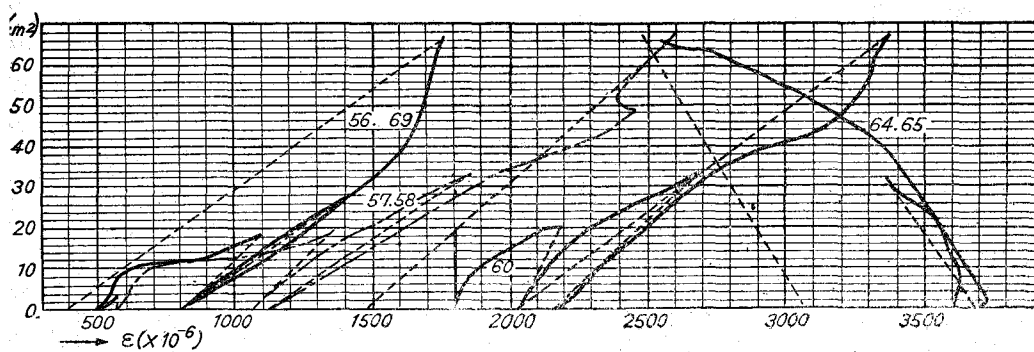


Fig. 10 鉄筋面 $P - \epsilon$ 線

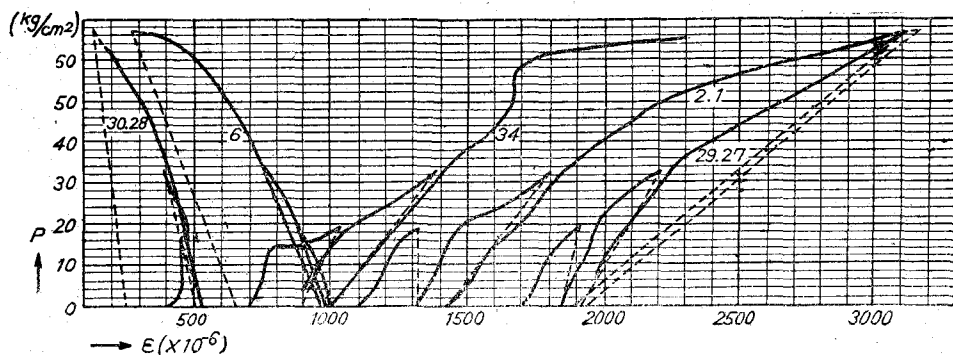


Fig. 11 鉄骨面 $P - \epsilon$ 線

次にこの測定値にもとづいて理論値との比較 Fig. 12, 13 に示す、即ち Fig. 8 に示す I-I 断面において外力による曲げモーメント M と、その面内の鉄骨、鉄筋、コンクリートの各面のひびき度 ϵ 、との関係の比較であつて自重による影響を考慮し、理論値に依つてその存在モーメントと、ひびき度 E を算出し、実測値に加えて図表化した。

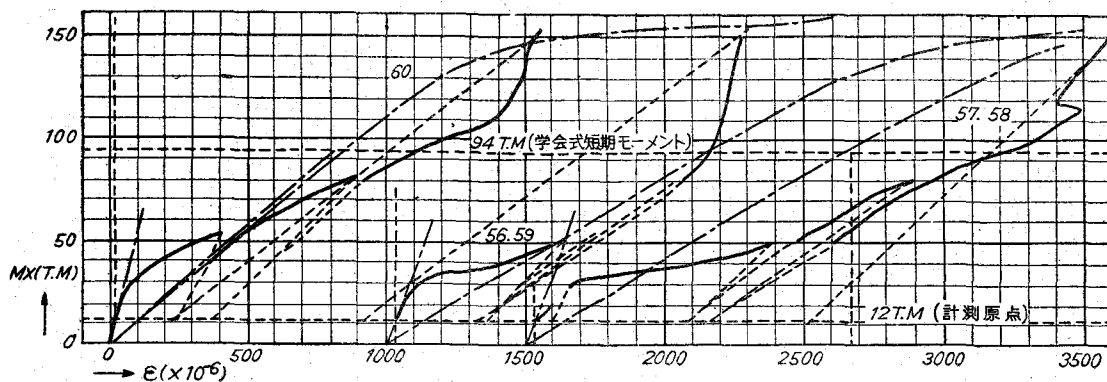


Fig. 12 I-I 断面 $M - \epsilon$ 図、(鉄筋：引張側)

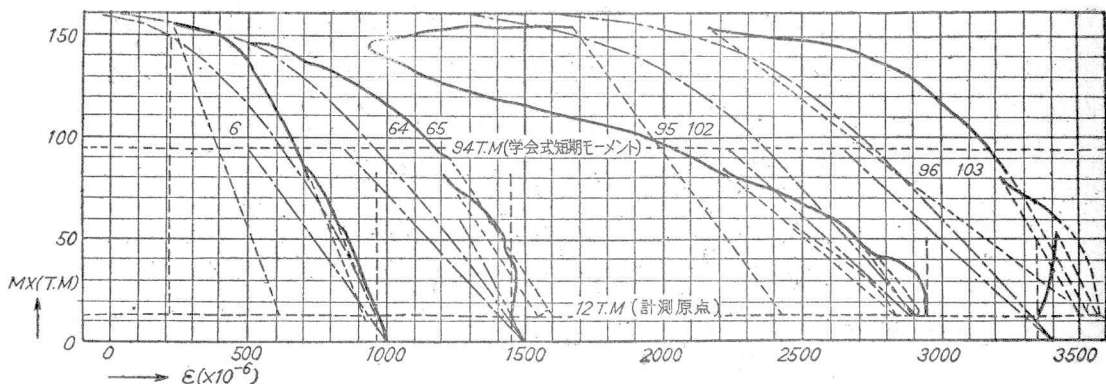


Fig 13. イーイ断面 M-ε 図 (鉄骨、鉄筋、コンクリート、圧縮側)

但し、上図に於て、1)、——— 実測値、2)、----- 全断面有効 ($n=10$)

3)、----- 引張側無効 ($n=15$)、4)、----- e 函数法に依る理論値
 $E_s = 2.05 \times 10^6 \text{ Kg/CM}^2$ 、 E : ひずみ度 ($\times 10^{-6}$) $n = \frac{E_s}{E_c}$

又 e 函数法に依る場合、 $C \sigma B = 177 \text{ Kg/CM}^2$ $S \sigma Y = 3000 \text{ Kg/CM}^2$.

Fig 10. 12.に於て 56. 59. と 57. 58. とを分けたのは 57. 58 は鉄骨に近い 2 本で梁内部に配筋してあり、56. 59 は鉄骨からはなれた 2 本でスラブ内に配筋してある。共によく似た変化を示しているなのでその平均値の比較をしてみたわけであり、この箇所では 56. 59. に比し、57. 58. の方は相当大的な を示している。しかも 56. 59 は柱を貫通している一本物の鉄筋であるに対して、57. 58 の鉄筋は柱中にて切断され直線のまま柱の反対側附近にまで達しているにすぎない(柱コンクリート面より長さ約 60 CM. アンガー長さ 25 d)。尚実験終了后、コンクリートを研つてみたが Fig. 14 に見るように 57. 58 の鉄筋は充分旋着されている異形鉄筋を使用した場合このような構造ではこの程度の埋込で差支えないようである。



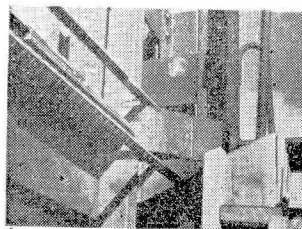
Fig - 14

(3) バンドプレートの効果

Fig 1 に本供試体に於けるバンドプレートの設計詳細を示し、Fig 5 にその実物写真を示す。即ち図示の如き梁フランジ応力を十分に伝えるだけのバンドプレートを挿入して柱

梁接合部の強度を確保し、コンクリートの填充を容易にし、あわせて梁の現場施工を容易にすることを期したものであり、梁の鉄骨フランジ部とバンドプレートに存在する応力とを比較し、尚且つ、柱内部のウェブプレートに存在する応力をもあわせて検討することに依つてその効果の程度がわかる。Fig. 16、Fig. 17 に各測定点に於ける実測値をもととして算出せる荷重—応力の関係図を示す。

図についていえば、圧縮側についてはバンドよりもむしろ柱アンゲル及びコンクリートに依つて有効に支えられ、引張側に於て始めてバンドプレートが有効に働いていることがわかる。



N Fig 15

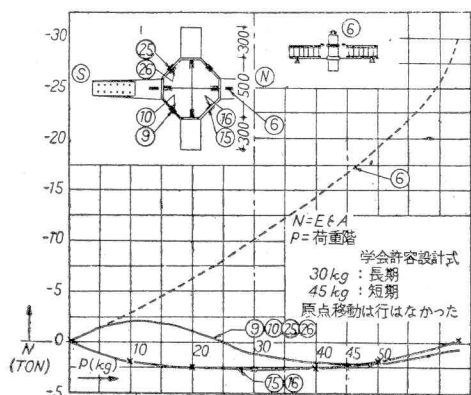


Fig 16. 圧縮側

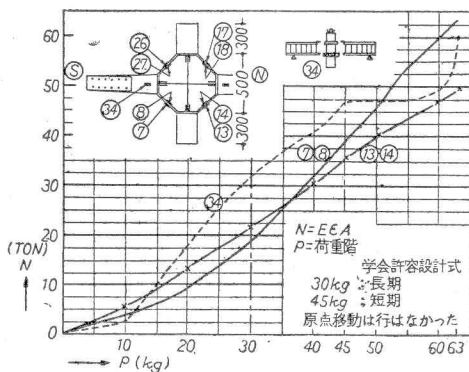


Fig 17 引張側

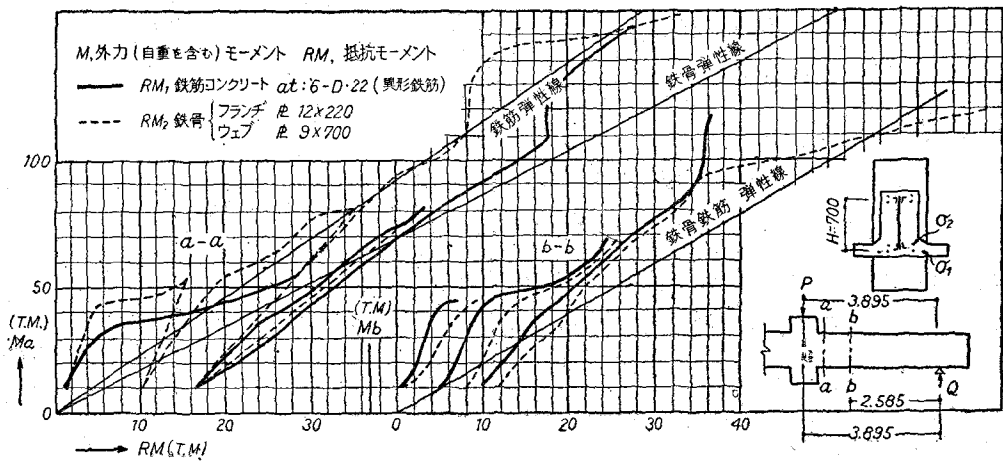
但し、図に於て、 E : 鋼材のヤング係数 ϵ : 測定ひづみ度。

A : 断面積 (バンドプレートについては梁軸方向へ射影したもの)

又、引張側について長期設計用応力時には約 65%、短期設計用応力時には約 80% 程度の梁フランジ応力が直接バンドプレートに伝えられていることがわかる。此の事は $\frac{1}{2}$ 模型の a 型 b 型についても同様の傾向がみられた。

(4) 累加強度及び耐力について

Fig. 18 のそれぞれに示す a 断面及び b 断面に於て、外力及び自重による曲げモーメントが、鉄筋コンクリート部分と、鉄骨部分とに分けて考えた場合、如何なる割合で分担せられているかということの比較を下の計算式を用いて試みてみた。



N-18

a 断面 b 断面共にRMの計算式は下記に依つた。

鉄筋コンクリート部: $RM_1 = a_t \sigma_t$ 但し、 $J = \frac{7}{8} d$. a_t : 引張鉄筋断面積

z : 鉄骨断面係数

σ_t : 引張側鋼材応力度
測定値。

Table 3. 耐 力 表

		学会常用式	梅 村 式	実 験 値
a 断面	短期設計用応力	94	96	—
	終 局 耐 力	—	159	158
b 断面	短期設計用応力	72.0	86	—
	終 局 耐 力	—	116	120

単位 T.M

但し、 $E_s = 2.05 \times 10^6 \text{ Kg/CM}^2$ 、 $\sigma_B = 177 \text{ Kg/CM}^2$ 、

$\sigma_y = 3000 \text{ Kg/CM}^2$ 、であり短期応力とは

$\sigma_s = 2400 \text{ Kg/CM}^2$ といったRMである。

(5) 結 論

きれつ及びたわみ：

上図のa断面、b断面
に於ける学会常用式(弾
性計算式)、梅村魁博士
のe函数法による理論値
実験値の比較をTable
3に示す。

- 1) A型(鉄骨鉄筋コンクリート)とa型(鉄骨コンクリート)のきれつ状況から鉄骨鉄筋コンクリート構造の方が鉄骨コンクリートよりもきれつ数が多くきれつ巾が小さい。
- 2) 荷重たわみ曲線で最初は大体弾性剛性と実験例は一致しているが、長期設計荷重ではすでに弾性線からはずれ、きれつも発生している。実際設計で長期応用一ぱいに設計した場合当然微細なきれつは考えておかねばならないのではないかと思う。

ひづみ

- 1) コンクリート面 Fig. 9 コンクリート面については圧縮側は充分測定の特長となつたが引張側については殆んど有数な測定値が得られなかつたので省略した。圧縮側についてはコンクリートのシリンダーテストに表われる $\sigma - \epsilon$ 線と非常に良く似ている
- 2) 鉄筋面 (Fig. 10) 鉄筋についてはコンクリートに初きれつが入る $P = 10 \text{ Kg/cm}^2$ (試験機圧力計の読み) 程度までは直線的に変化し、ここから ϵ の増加の傾向は著しくなるが $P = 40$ 程度からは増勢はおとろえ $P = 50$ に至つて荷重の増大にもかかわらず ϵ は停滯してしまつてゐる。このことは引張側鉄筋一般の通性であると考えられ、圧縮側鉄筋とは全く異なる特性を具えているようである。
- 3) 鉄骨面 Fig. 11 鉄骨については圧縮引張共若干鉄筋よりおくれる傾向にはあるが、大体鉄筋と似た様な変化を示している。ただ引張側フランジについては鉄筋の場合とは逆に $P = 50$ 程度より ϵ の増勢が増している。これも一つの通性であると考えられるようである。

尚コンクリートに初きれつが入る時 $P = 10 \text{ Kg/cm}^2$ (実際の発見は 12 Kg/cm^2) 程度の荷重では鉄筋の ϵ は $100 \sim 150 \times 10^{-6}$ 程度を示しており、これは供試体の自重 (15TON) を考慮すれば約 $200 \sim 300 \times 10^{-6}$ 程度となる。このことはコンクリートの引張ひづみの限界が $0.02 \sim 0.03\%$ 程度と考えられる事に符合する。更に荷重が増大して $P = 40 \sim 50$ 程になつて以後の増加荷重はほとんど鉄骨のみの負担となり最後にコンクリートの圧縮側破壊によつて終局にいたると云う3段階の変化が示されていると考えられる。

バンドプレート：鉄骨面 $P - \epsilon$ 図の(29)(27) (ウェブプレート柱内部の部分) と(34) (梁フランジプレートのひづみ量は(34) に殆んど等しいと考えられる。即ち同一ウェブプレートが柱の内と外を比べて、内側の方がひづみが小さいと云える。このことから、梁の鉄骨フランジ及びウェブの存在応力が柱内に入つて、バンド、ウェブに伝わるのであるが尚バ

ンド及びウェブの応力だけでは梁の側の応力と釣合わない。その他残余の応力は柱アングル又は直接コンクリートへ伝わり、上記の測定値となつてゐるのではないかと考えられる。此の事から前記の65%、80%と云ふ数字も又別の意味をもつものであつて必ずしも100%という数字は必要ではないのではないかと考えられる。この点についてはa型、b型供試体も全く同様の結果を示しており、バンドプレートの効果は満足すべきものと考へられるが更に不明な点を次の機会に追求し度いと思う。

累加強度：a、b両断面について根本的な相違は梁のウェブプレートが存在であり、b断面は最も普通の鉄骨、鉄筋コンクリートの梁断面を示している。而して、b断面については鉄骨と、鉄筋コンクリートとはやや等しいモーメントの分担率を示している（理論値、測定値共に）、に反し、a断面は鉄骨のウェブプレート存在に依る影響が理論値と測定値とでは全く逆の傾向を示している。このことから、フルウェブの鉄骨を有する梁については累加強度的の取扱ひについては通常の鉄骨鉄筋コンクリートの梁とは又別の考慮が必要ではないかと考へられる。

§. 5、あとがき

以上に大体、A型供試体の測定値及びそれに関する考慮を若干述べたわけであるが、何分供試体の数量そのものがわづか2個であり、測定値についてもその解析上絶対必要と思はれる様な点が断線して居たり、資料としては粗雑さを如何ともなし得ないものであるが今回の報告について何等かの傾向なり、或いは一つの事実の記録としての意味を同種研究の資としていただけ筆者としては望外のよることびとするところである。

付記：この実験は東京大学 梅村 博士御指導の下に日建が計画、実施検討を行つたものである。尚測定は日立造船及び大林組が担任した。実験に当つては上記関係その他多釣の方々の御助力を得た。ここに厚く感謝の意を表する。