

国有鉄道建設局

柳田 真司 (正会員)

* 構造物設計事務所 山口 晋 (正会員)

* 技術研究所 音羽 正男

1. 概説 鉄道橋における、桁座付近の変状の主な原因は、施工不良によるものが多く、その他、当と橋台、もしくは、橋脚根端との離れの少ない場合、および、補強鉄筋の少ない場合、または、補強鉄筋が入っていても、それが合理的に配置されていない場合等である。

今回、これらの変状例を参考として、桁座コンクリート付近の応力分布と、その補強方法を研究するために、簡単な模型ブロックを用いて、各種の試験を実施し、この結果から、一応安全と思われる、実用的な計算式を試作した。

本試験では、当初、理論的な解析によって、これらの問題を解決しようと考えたが、桁座コンクリートに対して、背から作用する荷重が複雑である上に、背下面のリブが、ドライパッキングを通して、間接的に、桁座コンクリートに与える割裂作用なども含まれてき、その解析中に、種々の仮定が含まれてくることと考えられたので、むしろ、試験結果から、簡単な実験式を導き、これによって求めた破壊荷重時のせん断応力などのバラツキの程度を考慮し、二つの式について、比較検討していき、実用的で一応安全と思われる、簡易式を採用した。なお今回の実験は、昭和40年度における吉田研究奨励金の授与と賜った「鉄道橋における桁座の設計施工に関する研究」の一環として行ったものであります。

2. 試験内容

載荷装置は、図-1に示す構造す法のものを用い、アムスラー型圧縮試験機(能力200t)によって載荷した。

試験体の構造す法は図-2のようであり、図中の x_1 の値は、当と桁座根端との離れと仮定し、表-1に示すように、0~100mmの間で、5段階に分けたものを作製した。なお、表中の基本型、A型、B型、C型の各型式別の内容は、図-3(a)(b)(c)(d)に示すように、補強鉄筋の補強の程度によって分類したものである。

表-1

種別	x_1	個数	記 事
I	0	6	鉄筋補強型31図(ABC型各)基本型31図
II	25	6	"
III	50	6	"
IV	75	6	"
V	100	6	"

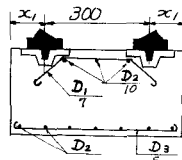


図-3(a) 基本型

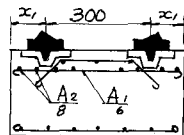


図-3(b) A 型

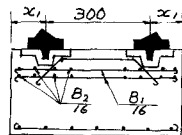


図-3(c) B 型

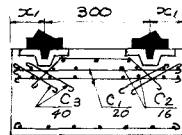


図-3(d) C 型

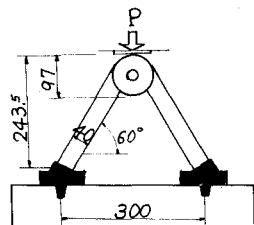


図-1

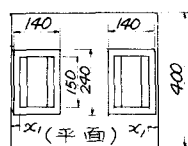
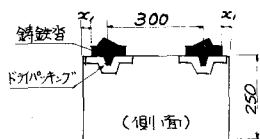


図-2

3 試験結果

コンクリートのひずみ測定のためのゲージの中で、表面に貼付したものは一定の傾向の値を示しているが、コンクリート中に埋込んだものについては、バラツキが大きく、よい結果が得られなかった。

各プロツクにおける破壊荷重の傾向は、基本型については、表-1に示した、その値が、増加するに従って破壊荷重は増加している。

また、鉄筋補強を行った場合も、その補強の程度と強化するに従って、破壊荷重は増加している。ただし、スリット端に小さい場合は、補強の効果はそれほど明瞭に現れていない。

次に、ひびあれの傾向、図-5に示すように、スリット小さい場合は、筋の中心から、ほぼ30度の角度で前方に進展し、プロツクの小口内には、その破壊面が含まれる場合が多いが、その他の場合は、ほぼプロツクの側面方向、あるいは載荷方向と直角方向に伸び、その破壊面の両端はプロツクの側面に生じている。

図-4に示すように

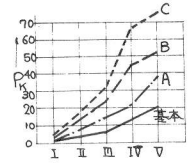


図-4

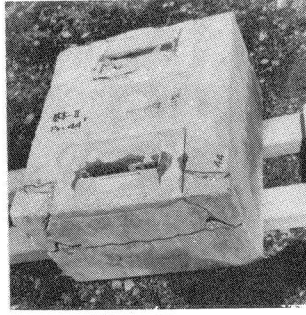
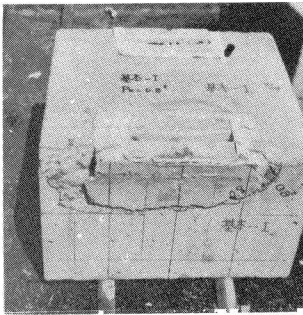


図-5

4 試験結果に対する考察

無筋コンクリートもしくは、これに近い構造の桁座の場合の破壊状態は、試験結果から考えて、水平方向に作用する荷重による押抜きせん断、および、支承部の局部支圧によって生じる割裂応力などによって、破壊するものと仮定する。ちなみに、図-6に示すように、せん断破壊面を仮定すると、

この場合の押抜きせん断応力度：では次式でおめられる。(図-6参照)

$$\left. \begin{aligned} \text{せん断破壊面積: } A_r &= x'y + \frac{b+B}{2} \cdot y' + 2x'a \\ \text{押抜きせん断応力度: } \tau &= \frac{P_H}{A_r} \end{aligned} \right\} \dots (1) \text{式}$$

$$(1) \text{式中 } y = x, y' = x' = \sqrt{2} \cdot x,$$

$a = \text{リブの高さ}$

$b = P_H \text{の方向と直角方向の筋の束長}$

(1)式において、 τ を求め、これに、筋による局部支圧によって生じる割裂応力度 σ_y を加え合せると表-2のようであり、各種プロツクの破壊荷重時の $\tau + \sigma_y$ の値は余り、バラツキはない。

ちなみに、かような場合の桁座の設計にあたっては、次式を用いれば、十分安全なものと考えられる。ただし、筋による局部支圧荷重によって生じる割裂応力については、所要の鉄筋補強がなされ

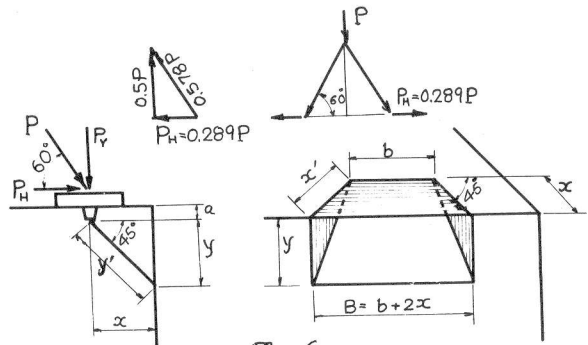


図-6

いることを原則とする。

$$\tau = \frac{P_H}{A_\tau} \leq \left. \begin{array}{l} \tau_a = 2 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots (\text{常時}) \\ \tau_a = 3 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots (\text{地震時}) \end{array} \right\} \dots (2) \text{式}$$

上式に用いた τ_a は桁座コンクリートの設計強度： $\sigma_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ の場合である。

次に、鉄筋補強を行った場合の桁座の近似計算方法について述べる。

この場合は、図-7に示す、補強鉄筋としての有効な範囲の鉄筋が、水平力： P_H に抵抗するものと考える。

$$A_s = \frac{P_H}{\sigma_{sa}} \quad \dots (3) \text{式}$$

上式中 σ_{sa} は次の値を用いる。

	(常時)	(地震時)
SR24	1200 kg/cm^2	1800 kg/cm^2
SD30	1400 "	2200 "

(3)式は横軸方向の P_H による補強鉄筋の算定式であるが、横軸直交方向の水平力に対する補強

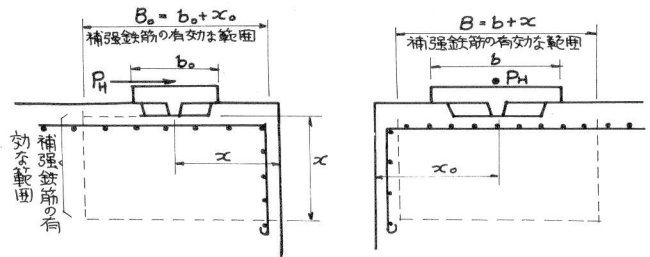


図-7

鉄筋量としては、(3)式で求めた値の60%を、図-7に示す補強鉄筋としての有効な範囲に配置する。

など、桁座の補強鉄筋は、とかく定着長が不十分になり易い上に、ひびわれが生じた場合には、鉄筋が腐蝕易いので十分注意しなければならない。特に、スリットが縦筋に小さい場合は、コンクリートリッパ一支分に順いた考え方で、鉄筋を配置すべきである。

上述のように、鉄筋の付着長が十分でない場合は、本試験結果から分かるように、鉄筋補強を行っても基本型も、最も補強を行ったC型も、その破壊荷重は余り変化がなかった。

このことから、鉄筋補強を施す場合でも、尚の程から、橋台または橋脚の縦筋までの距離は、最小15cm以上とすべきであり、特に、スリットの大径なれども重量の大きいPC桁などでは20cm以上とするのが望ましい。

以上の他、B型、C型などのひびわれと変形の傾向から考えられることは、尚の、フロッツの縦筋から比較的十分の距離をもったIV、V型などにおいては、十分期待した強度が発揮されるが、そのひびわれは、図-8に示すように、フロッツの小口および側面は多く鉛直方向に発生し、その変形は、たこ状態にはなみ出す傾向を示していることから、これを押えるためのフープ鉄筋又は帯鉄筋も必要と思われる。

5. まとめ

これまで述べたように、無筋、および鉄筋コンクリート造りの桁座の一般安全と思われる設計方法について検討してきたが、施工の良否が、その強度に重大な影響をおよぼすので、施工し易いものを設計することも必要と思われる。以上、

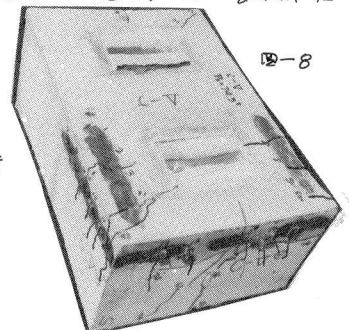


図-8